

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN  
FONDASI TIANG BOR DENGAN VARIASI  
DIAMETER  
(*ANALYSIS OF DIAMETER ON BEARING CAPACITY  
AND SETTLEMENT OF BORED PILE  
FOUNDATIONS*)**

(Studi kasus Proyek Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN  
“VETERAN” Yogyakarta 2023, Yogyakarta, Daerah Istimewa Yogyakarta)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Amalia Rizkya Putri  
20511270**

**PROGRAM SARJANA TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA  
2025**

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN  
FONDASI TIANG BOR DENGAN VARIASI  
DIAMETER  
(ANALYSIS OF DIAMETER ON BEARING CAPACITY  
AND SETTLEMENT OF BORED PILE  
FOUNDATIONS)**

(Studi kasus Proyek Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN  
"VETERAN" Yogyakarta 2023, Yogyakarta, Daerah Istimewa Yogyakarta)



Disusun oleh

**Amalia Rizky Putri**

**20511270**

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji tanggal 25 Februari 2025

Oleh Dewan Penguji

**Pembimbing**

**Anisa Nur Amalina,**  
**S.T., M.Eng.**  
**NIK: 215111305**

**Penguji I**

**Hanindya Kusuma**  
**Artati, S.T., M.T.**  
**NIK : 045110407**

**Penguji II**

**Shofwatul Fadilah,**  
**S.T.P., M.Eng.**  
**NIK: 215111308**

Mengesahkan,

**Ketua Program Studi Teknik Sipil**



12/3 2025

**Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng).,IPM.**  
**NIK: 095110101**

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sungguh – sungguh bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk menyelesaikan program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian – bagian tertentu penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dengan sumbernya secara jelas dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi yang berlaku.

Yogyakarta, 25 Februari 2025

Penulis,



Amalia Rizkya Putri

(20511270)

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	vii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	vii
ABSTRAK	vii
<i>ABSTRACT</i>	vii
BAB I LATAR BELAKANG	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Umum	4
2.2 Penelitian Terdahulu	4
2.2.1 Kapasitas Dukung Berdasarkan tes PDA	4
2.2.2 Kapasitas Dukung Berdasarkan Variasi Diameter.	6

2.2.3	Kapasitas Dukung Menggunakan Pemodelan PLAXIS 2D	7
BAB III LANDASAN TEORI		14
3.1	Tanah	14
3.2	Penyelidikan Tanah	14
3.2.1	Uji Penetrasi Standar (SPT)	15
3.3	Fondasi Tiang Bor ( <i>Bored Pile</i> )	15
3.4	Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor	16
3.5	Kapasitas Dukung Tiang	18
3.5.1	Kapasitas Dukung Berdasarkan Metode Meyerhoff (1976)	18
3.5.2	Kapasitas Dukung Berdasarkan Metode Reese & Wright	19
3.5.3	Kapasitas Dukung Berdasarkan Reese & O'Neil	22
3.5.4	Kapasitas Dukung Ijin Tiang Bor	26
3.5.5	Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	27
3.6	Penurunan Fondasi Tiang Bor	30
3.6.1	Penurunan Fondasi Tiang Tunggal	31
3.6.2	Penurunan Fondasi Tiang Kelompok	36
3.6.2	Penurunan yang diizinkan	37
3.7	Pile Driving Analyzer (PDA) <i>test</i>	37
3.8	Prinsip Analisis Struktur	39
3.8.1	Ketentuan Umum	39
3.8.2	Fungsi Bangunan	39
3.8.3	Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan	39
3.8.4	Klasifikasi Situs	41
3.8.5	Parameter Percepatan Terpetakan	41
3.8.5	Respons Spektrum	44

3.8.6	Kategori Desain Seismik (KDS)	46
3.8.7	Struktur Rangka Pemikul Momen	47
3.8.8	Gaya Geser dan Koefisien Gempa Dasar	48
3.8.9	Penentuan Periode	49
3.8.10	Metode Analisis Struktur	50
3.9	Structural Analysis (SAP 2000)	50
3.10	Pemodelan <i>Software</i> PLAXSIS 2D	53
BAB IV METODE PENELITIAN		56
4.1	Metode Penelitian	56
4.2	Pengumpulan Data	56
4.3	Analisis Data	56
4.3.1	Analisis Pembebanan SAP 2000	57
4.3.2	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor	57
4.3.3	Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor	57
4.3.4	Analisis Dengan <i>Software</i> PLAXSIS 2D	57
4.4	Bagan Alir Pelaksanaan Penelitian	58
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		60
5.1	Data Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta	60
5.1.1	Data Umum Proyek	60
5.1.2	Spesifikasi Material	61
5.1.3	Denah Konstruksi	61
5.1.4	Data Struktur	62
5.2	Pembebanan Struktur	65
5.2.1	Peraturan Pembebanan	65
5.2.2	Kombinasi Pembebanan	65

5.2.3	Beban mati	66
5.2.4	Beban Hidup	68
5.2.5	Beban Gempa	68
5.2.6	<i>Output</i> SAP2000	73
5.3	Data Karakteristik Tanah	74
5.4	Kapasitas Fondasi Tiang Bor Tunggal	75
5.4.1	Metode Meyerhoff	75
5.4.2	Metode Reese and O'neil	79
5.4.3	Metode Reese & Wright	88
5.5	Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor	92
5.5.1	Metode Meyerhoff	92
5.6	Penurunan Fondasi Tiang Bor	97
5.6.1	Penurunan Tiang Tunggal Diameter 80 cm	97
5.7.2	Penurunan Kelompok Tiang	99
5.7	Analisis Fondasi dengan Program Plaxis 2D	100
5.7.1	<i>Input</i> Data Tanah	100
5.7.2	<i>Output</i> Plaxis	101
5.8	Pembahasan	109
5.8.1	Hasil Analisis Struktur dengan <i>Software</i> SAP2000	109
5.8.2	Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i>	110
5.8.3	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	112
5.8.4	Hasil Penurunan Fondasi <i>Bored Pile</i>	113
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		116
6.1	Kesimpulan	116
6.2	Saran	117

DAFTAR PUSTAKA	118
LAMPIRAN	121
Lampiran 1 Hasil PDA Test	122
Lampiran 2 Tabel Bor Log Uji SPT	123
Lampiran 3 Hasil Analisis SAP2000	124



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	10
Tabel 2.2	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	12
Tabel 3.1	Nilai -nilai $K/K_0$ Untuk Tiang Bor	24
Tabel 3.2	Nilai -nilai $\delta/\varphi$ Untuk Tiang Bor	25
Tabel 3.3	Perkiraan Angka Poisson ( $\mu$ )	35
Tabel 3. 4	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas ( $E_s$ ) Tanah	36
Tabel 3.6	Faktor Keutamaan Gempa	41
Tabel 3.7	Klasifikasi Situs	41
Tabel 3.8	Koefisien Situs $F_a$	43
Tabel 3.9	Koefisien Situs, $F_v$	44
Tabel 3.11	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	47
Tabel 3.12	Faktor $R$ , $\Omega_0$ dan $C_d$ untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	48
Tabel 3.13	Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$	49
Tabel 5.1	Tipe dan Dimensi Kolom	63
Tabel 5.2	Tipe dan Dimensi Balok	64
Tabel 5.3	Tipe dan tebal Pelat	65
Tabel 5.4	Analisis Beban Mati Pelat Lantai A1	67
Tabel 5.5	Analisis Beban Mati Pelat Lantai A1a	67
Tabel 5.6	Analisis Beban Mati Atap	68
Tabel 5.7	Perhitungan $N$ Rata-rata	69
Tabel 5.8	Hasil Pengujian SPT di titik BH-2	75
Tabel 5.9	Nilai $N_{60}$ rata-rata	76
Tabel 5.10	Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ ) Diameter 80 cm	77
Tabel 5.11	Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ ) Diameter 70 cm	78
Tabel 5.12	Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ ) Diameter 60 cm	78

Tabel 5.13	Daya Dukung Selimut Tiang (Qs) Diameter 50 cm	78
Tabel 5.14	Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhoff	79
Tabel 5.15	Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Gesek Ultimit	87
Tabel 5.16	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & O'Neil	88
Tabel 5.17	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright	92
Tabel 5.18	Rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung blok tiang	95
Tabel 5.19	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	95
Tabel 5.20	Rekapitulasi Kekuatan Tiang	96
Tabel 5.21	Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal	99
Tabel 5. 22	Rekapitulasi Penurunan Tiang Kelompok	100
Tabel 5.23	Rekapitulasi Penurunan Tiang Yang Diizinkan	100
Tabel 5.24	Data Input Soil Properties	101
Tabel 5. 25	Data Input Pile dengan Embedded Beam	101
Tabel 5.26	Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Analisis PLAXIS 2D	108
Tabel 5.27	Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung dengan Program Plaxis2D Metode Meyerhoff	108
Tabel 5.28	Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung dengan Program Plaxis2D Metode Reese & Wright	109
Tabel 5.29	Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung dengan Program Plaxis2D Metode Reese & O'Neil	109
Tabel 5.30.	Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Bored Pile	110
Tabel 5. 31	Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Kelompok tiang	113
Tabel 5.33	Perbandingan Penurunan Fondasi Bored Pile	114

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Tiang yang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban	17
Gambar 3.2	Tahanan Ujung Ultimit Pada Tanah Non Kohesif	20
Gambar 3.3	Hubungan Tahanan Selimut Ultimit terhadap $N_{SPT}$	21
Gambar 3.4	Susunan Tiang Kelompok	28
Gambar 3.5	Kelompok Tiang yang Bekerja Sebagai Blok	29
Gambar 3.6	Pembebanan Fondasi dan Momen Tiang Kelompok	30
Gambar 3.7	Faktor Penurunan $I_0$ Poulos dan Davis	32
Gambar 3.8	Koreksi Kompresi, $R_k$	33
Gambar 3.9	Koreksi Kedalaman, $R_h$	33
Gambar 3.10	Koreksi Angka Poisson, $R_\mu$	34
Gambar 3.11	Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung ( $R_b$ )	34
Gambar 3.14	Spektrum Respon Desain	45
Gambar 3.15	Peta Transisi Periode Panjang TL, Wilayah Indonesia	46
Gambar 3.16	Diagram Alir Program SAP 2000	52
Gambar 3.17	Bagan Alir Analisis PLAXIS 2D	55
Gambar 4.1	Bagan Alir Penelitian	59
Gambar 5.1	Peta Lokasi	60
Gambar 5.2	Denah Lantai Semi Basement	62
Gambar 5.3	Denah Pilecap	62
Gambar 5.4	Respons Spektra	70
Gambar 5.5	Pemodelan SAP 2000	73
Gambar 5.6	Tampak Atas Pemodelan SAP2000	73
Gambar 5.7	Pemodelan Beban Pada Fondasi Tiang	74
Gambar 5.8	Ilustrasi kedalaman tiang N60 rata-rata	76
Gambar 5.9	Susunan Tiang Metode Meyerhoff Diameter 0,8 m	93
Gambar 5.21	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,8 m	102
Gambar 5.22	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,7 m	102

Gambar 5.23	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,6 m	103
Gambar 5.24	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,5 m	103
Gambar 5.25	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,8 m	104
Gambar 5.26	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,7 m	104
Gambar 5.27	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,6 m	105
Gambar 5.28	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,5 m	105
Gambar 5.29	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,8 m	106
Gambar 5.30	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,7 m	106
Gambar 5.31	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,6 m	107
Gambar 5.32	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,5 m	107
Gambar 5.33	Perbandingan Daya Dukung Eksisting Teoritis, PDA&PLAXIS 2D	111
Gambar 5.34	Perbandingan Daya Dukung Variasi Diameter 70 cm Teoritis & PLAXIS 2D	111
Gambar 5.35	Perbandingan Daya Dukung Variasi Diameter 60 cm Teoritis & PLAXIS 2D	112
Gambar 5.36	Perbandingan Daya Dukung Variasi Diameter 50 cm Teoritis & PLAXIS 2D	112

## DAFTAR LAMPIRAN

Gambar L-1. 1	Hasil Uji PDA Test	122
Gambar L-1. 2	Bor Log Uji SPT	123
Gambar L-1. 3	Hasil Analisis SAP2000	125

## DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

$Q_p$	= Kapasitas dukung ultimit ujung tiang (kN)
$q_p$	= Tahanan ujung persatuan luas (kN/m <sup>2</sup> )
$A_p$	= Luas penampang ujung tiang (m <sup>2</sup> )
$N_{60}'$	= N-SPT terkoreksi
$D$	= Diameter tiang (m)
$L$	= Panjang tiang (m)
$\sigma_r$	= Tegangan referensi = 100 Kpa
$Q_u$	= Daya dukung ultimit (kN)
$Q_p$	= Daya dukung ujung ultimit (kN)
$Q_s$	= Daya dukung selimut tiang (kN)
$f_s$	= Besar kapasitas gesek maksimum dari lapisan tanah (kN/m <sup>2</sup> )
$l_i$	= Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan gesekan dinding tiang (m)
$p$	= Keliling penampang tiang (m)
$\alpha$	= Faktor adhesi
$C_u$	= Kohesi tanah (kN/m <sup>2</sup> )
$f_s$	= Tahanan gesek satuan luas (kN/m <sup>2</sup> )
$P_{o}'$	= Tekanan overburden ditengah-tengah lapisan tanah (kN/m <sup>2</sup> )
$\delta$	= Sudut gesek antara tanah dan tiang (derajat)
$K/K_o$	= Koefisien tekanan tanah lateral
$d$	= Diameter tiang (m)
$L$	= Panjang tiang (m)
$H_w$	= Tinggi muka air tanah terhadap tiang (m)
$\gamma_w$	= Berat volume air (kN/m <sup>3</sup> )
$Q_{all}$	= Kapasitas dukung ijin fondasi.
$SF$	= Angka keamanan untuk tahanan ujung tiang.
$E_g$	= Efisiensi kelompok tiang
$m$	= Jumlah baris tiang

$n'$	= Jumlah tiang dalam satu baris
$\Theta$	= Arc tg $d/s$ , dalam derajat
$s$	= Jarak antar pusat tiang
$P_i$	= Beban aksial pada tiang ke- $i$
$V$	= Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang
$M_x$	= Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu $x$
$M_y$	= Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu $y$
$n$	= Jumlah tiang bor dalam satu pilecap
$x_i, y_i$	= Absis atau jarak ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer- $i$
$\sum x^2$	= Jumlah kuadrat absis tiang bor
$\sum y^2$	= Jumlah kuadrat ordinat tiang bor
$S$	= Penurunan tiang tunggal
$P$	= Beban yang bekerja
$I_o$	= Faktor pengaruh penurunan tiang
$R_k$	= Faktor koreksi kemudahan mampatan tiang
$R_h$	= Faktor koreksi ketebalan lapisan
$R_\mu$	= Faktor koreksi angka Poisson $\mu$
$R_b$	= Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung
$h$	= Kedalaman total lapisan tanah ujung tiang ke muka tanah
$K$	= Faktor kuat tiang
$E_p$	= Modulus elastisitas bahan tiang
$E_s$	= Modulus elastisitas tanah disekitar tiang
$E_b$	= Modulus elastisitas tanah didasar tiang
$L$	= Kedalaman tiang (m)
$F'_c$	= Mutu beton (Mpa)

## ABSTRAK

Fondasi merupakan salah satu elemen krusial dalam setiap bangunan, karena berperan sebagai penyalur beban dari struktur atas menuju tanah. Perencanaan ini tentunya tidak lepas dari kriteria aman dan efisien sesuai dengan standar yang berlaku di Indonesia. Analisis kapasitas dukung fondasi dilakukan dengan memperhatikan data penyelidikan tanah, beban yang ditanggung oleh fondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, dan data pendukung seperti mutu beton dan kedalaman fondasi. Tujuan penelitian tersebut adalah mengetahui sebesar jauh variasi dimensi mempengaruhi besar nilai kapasitas dukung fondasi tiang bor dan penurunannya.

Penelitian kapasitas daya dukung dan penurunan dilakukan dengan membandingkan beberapa metode analisis yaitu metode teoritis yaitu metode Meyerhoff, metode Reese & Wright, dan metode Reese & O'Neil. Hasil yang didapatkan akan dibandingkan dengan analisis yang dilakukan dengan *software* PLAXIS 2D dan hasil PDA Test dengan variasi diameter sebesar 0,7 m, 0,6 m, dan 0,5 m dengan panjang tiang 11,8 m.

Berdasarkan analisis kapasitas dukung tiang kelompok dengan metode teoritis dan *software* PLAXIS 2D dengan variasi diameter 0,7, 0,6, dan 0,5 dengan panjang tiang 11,8 m didapatkan hasil secara berurutan sebesar 3003 kN, 2452 kN, dan 1942 kN untuk metode meyerhoff, 4590,432 kN, 3749,931 kN, 2971,004 kN untuk metode Reese & Wright, 2635,363, kN, 2261,053 kN, dan 1344,573 kN untuk metode Reese & O'Neil. Sedangkan dengan hasil PLAXIS 2D 7534 kN, 7319 kN, dan 7058 kN pada metode Meyerhoff, 7338 kN, 7149 kN, dan 6947 untuk metode Reese & Wright, 7952 kN, 7156 kN, dan 6947 untuk metode Reese & O'Neil. Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa semakin kecil diameter maka nilai kapasitas daya dukung yang dihasilkan semakin kecil. Hasil penurunan kelompok tiang dengan metode teoritis dan *software* PLAXIS 2D dengan variasi diameter 0,7, 0,6, dan 0,5 dengan panjang tiang 11,8 m didapatkan hasil dengan metode teoritis secara berurutan sebesar 0,0104 m, 0,0150 m, dan 0,0200m. Sedangkan didapatkan hasil dengan metode PLAXIS 2D sebesar 0,033 m, 0,037 m, dan 0,039 m pada metode Meyerhoff, 0,028 m, 0,033 m, dan 0,036 m pada metode Reese & Wright, 0,034 m, 0,038 m, dan 0,040 pada metode Reese & O'Neil. Dapat disimpulkan bahwa semakin kecil diameter semakin besar nilai angka penurunannya.

**Kata Kunci** : Fondasi tiang bor, Kapasitas dukung, Penurunan, Diameter, PLAXIS 2D



## **ABSTRACT**

*The foundation is one of the crucial elements in any building, as it serves to transfer loads from the upper structure to the ground. This planning must adhere to safety and efficiency criteria in accordance with the applicable standards in Indonesia. The analysis of foundation bearing capacity is carried out by considering soil investigation data, loads borne by the foundation, pile dimensions, pile spacing, and supporting data such as concrete quality and foundation depth. The objective of this study is to determine the extent to which variations in dimensions affect the bearing capacity of bored pile foundations and their settlement.*

*The analysis of bearing capacity and settlement is conducted by comparing several analytical methods, namely theoretical methods such as the Meyerhoff method, the Reese & Wright method, and the Reese & O'Neil method. The results obtained will be compared with an analysis performed using the PLAXIS 2D software and the results of the PDA Test with diameter variations of 0.7 m, 0.6 m, and 0.5 m, with a pile length of 11.8 m.*

*Based on the analysis of the bearing capacity of pile groups using theoretical methods and PLAXIS 2D software with diameter variations of 0.7 m, 0.6 m, and 0.5 m and a pile length of 11.8 m, the results obtained are 3003 kN, 2452 kN, and 1942 kN, respectively, for the Meyerhoff method; 4590.432 kN, 3749.931 kN, and 2971.004 kN for the Reese & Wright method; and 2635.363 kN, 2261.053 kN, and 1344.573 kN for the Reese & O'Neil method. Meanwhile, the results using PLAXIS 2D were 7534 kN, 7319 kN, and 7058 kN for the Meyerhoff method; 7338 kN, 7149 kN, and 6947 kN for the Reese & Wright method; and 7952 kN, 7156 kN, and 6947 kN for the Reese & O'Neil method. From these results, it can be concluded that the smaller the diameter, the lower the bearing capacity produced. The settlement results of the pile group using theoretical methods and PLAXIS 2D software with diameter variations of 0.7 m, 0.6 m, and 0.5 m and a pile length of 11.8 m obtained settlement values using theoretical methods of 0.0104 m, 0.0150 m, and 0.0200 m, respectively. Meanwhile, the settlement values obtained using PLAXIS 2D were 0.033 m, 0.037 m, and 0.039 m for the Meyerhoff method; 0.028 m, 0.033 m, and 0.036 m for the Reese & Wright method; and 0.034 m, 0.038 m, and 0.040 m for the Reese & O'Neil method. It can be concluded that the smaller the diameter, the greater the settlement value.*

**Keywords:** *Bored pile foundation, Bearing capacity, Settlement, Diameter, PLAXIS 2D*

# **BAB I**

## **LATAR BELAKANG**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia merupakan salah satu negara dengan aktivitas tektonik tertinggi di dunia karena berada di pertemuan tiga lempeng utama, yaitu Lempeng Eurasia, Lempeng Indo-Australia, dan Lempeng Pasifik (Widiyantoro dkk. 2018). Kondisi ini menyebabkan Indonesia memiliki tingkat kerawanan gempa yang tinggi, yang dapat berdampak signifikan terhadap struktur bangunan, terutama pada sistem fondasi. Fondasi memiliki peran utama dalam menyalurkan beban bangunan ke tanah, sehingga desain yang kurang optimal dapat menyebabkan kegagalan struktur saat terjadi gempa (Priyono, 2020). Oleh karena itu, perencanaan dan analisis daya dukung fondasi menjadi aspek yang sangat krusial dalam konstruksi bangunan di daerah rawan gempa

Perencanaan fondasi di wilayah yang rawan gempa terdapat beberapa faktor yang harus diperhatikan, seperti karakteristik tanah, jenis bangunan, jenis fondasi, dan respons tanah terhadap beban dinamis akibat gempa. Tanah dengan sifat yang kurang stabil, seperti tanah berpasir lepas atau tanah lunak dapat mengalami likuifaksi yang berpotensi merusak struktur fondasi (Yudhanto dan Sari, 2019). Oleh karena itu, perencanaan fondasi tidak hanya mempertimbangkan beban statis tetapi juga dampak beban dinamis akibat aktivitas seismik.

Selain analisis teknis, aspek regulasi dan standar bangunan tahan gempa juga harus diperhatikan dalam perancangan fondasi di Indonesia. Pemerintah melalui SNI (Standar Nasional Indonesia) telah menetapkan pedoman dalam perencanaan struktur bangunan untuk meningkatkan ketahanan terhadap gempa. Penerapan standar yang tepat sangat penting agar fondasi tidak hanya memiliki kapasitas daya dukung yang memadai, tetapi juga dapat beradaptasi dengan kondisi lingkungan yang dinamis dan berpotensi mengalami perubahan akibat gempa.

Metode analisis daya dukung fondasi dapat dilakukan dengan berbagai cara yaitu pendekatan analitik, numerik, maupun eksperimental. Salah satu metode yang paling banyak digunakan adalah dengan pemodelan berbasis elemen hingga menggunakan *software* PLAXIS 2D ataupun 3D dengan hasil lebih akurat karena mampu mensimulasikan interaksi tanah dan struktur secara lebih akurat (Rahmawati dkk. 2021). Selain itu, pengujian lapangan seperti PDA (*Pile Driving Analyzer*) juga diperlukan untuk mengonfirmasi hasil perhitungan dan memastikan fondasi memiliki kapasitas daya dukung yang aman dari syarat yang diizinkan.

Penelitian ini memiliki tujuan untuk menganalisis kapasitas daya dukung fondasi pada daerah rawan gempa di Indonesia dengan dengan studi kasus pada proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN “Veteran” Yogyakarta 2023 yang terletak di Jalan Padjajaran SWK 104 (Lingkar Utara) Condongcatur, Depok, Sleman, Yogyakarta. Alternatif yang dilakukan adalah pada variasi diameter sebesar 0,7 m, 0,6 m, dan 0,5 m dengan panjang tiang bor 11,8 m. Pada kasus ini akan digunakan perbandingan dua metode yaitu dengan pemodelan PLAXIS 2D dan dibandingkan dengan metode teoritis untuk perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan pada fondasi tiang bor.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang penelitian, adapun rumusan masalah pada penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana hasil kapasitas daya dukung fondasi tiang menggunakan metode teoritis dan PLAXIS 2D?
2. Bagaimana hasil penurunan fondasi tiang menggunakan metode teoritis dan PLAXIS 2D?
3. Bagaimana hasil perbandingan daya dukung eksisting terhadap hasil hitungan dengan metode teoritis dan permodelan *software* PLAXIS 2D?
4. Bagaimana hasil perbandingan daya dukung izin serta penurunan tiang alternatif terhadap hasil hitungan dengan metode teoritis dan permodelan *software* PLAXIS 2D?

### 1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui hasil kapasitas daya dukung fondasi tiang menggunakan metode teoritis dan PLAXIS 2D.
2. Mengetahui hasil penurunan fondasi tiang menggunakan metode teoritis dan PLAXIS 2D.
3. Mengetahui hasil perbandingan daya dukung izin eksisting terhadap hasil hitungan dengan metode teoritis dan permodelan *software* PLAXIS 2D?
4. Mengetahui hasil perbandingan daya dukung izin serta penurunan tiang alternatif terhadap hasil hitungan dengan metode teoritis dan permodelan *software* PLAXIS 2D.

### 1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dilakukannya penelitian adalah sebagai berikut:

1. Penelitian diharapkan bisa menjadi sarana untuk meningkatkan wawasan serta kemampuan menerapkan teori-teori yang dipelajari dibangku perkuliahan.
2. Dengan adanya penelitian ini, diharapkan bisa memberikan sumbangan pengetahuan tentang analisis daya dukung tiang fondasi dalam.
3. Sebagai bahan pertimbangan dan evaluasi dalam pemilihan fondasi.

### 1.5 Batasan Penelitian

Dalam menyelesaikan permasalahan dan mencapai tujuan, adapun batasan penelitian adalah sebagai berikut:

1. Penelitian dilakukan pada proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN “Veteran” Yogyakarta 2023
2. Data yang didapat adalah data sekunder berupa data tanah hasil uji SPT, pengujian tes PDA, dan gambar struktur yang diperoleh dari PT Permata Anugerah Yalapersada selaku pelaksana pada proyek tersebut.
3. Penelitian ini dilakukan pada satu titik yang dilakukan uji tes PDA.
4. Penelitian ini menggunakan metode permodelan PLAXIS 2D.
5. Perhitungan teoritis yang dilakukan menggunakan metode Meyerhof, Reese & Wright, dan Reese & O’Neil.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Fondasi bor merupakan jenis fondasi yang berbentuk pipa yang berperan untuk menyalurkan beban struktur bangunan di atasnya dari permukaan tanah ke lapisan tanah keras di bawahnya. Fondasi bor memiliki fungsi yang sama dengan fondasi tiang pancang atau fondasi lainnya. Interaksi antara fondasi tiang bor dengan tanah diharapkan dapat menghasilkan daya dukung yang cukup untuk menopang bangunan atas dan memberikan keamanan. Fondasi di rancang untuk menopang beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan fondasi dalam sebagai fondasi bangunan apabila tanah memiliki daya dukung yang cukup untuk menopang berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah dengan kedalaman >8 meter (Bowles,1998).

Fondasi tiang bor dipasang dengan cara mengebor tanah dengan diameter tertentu hingga mencapai kedalaman yang sudah ditentukan, kemudian tulangan baja yang sudah dirakit dimasukkan ke dalam lubang yang telah dibor. Fondasi tersebut dipasang pada keberadaan tanah keras yang cukup dalam dan mengurangi getaran tanah yang berpotensi pada kerusakan bangunan di sekitarnya.

#### **2.2 Penelitian Terdahulu**

Berikut merupakan uraian beberapa penelitian terdahulu yang menjadi salah satu acuan dalam penelitian yang dilakukan.

##### **2.1.1 Kapasitas Dukung Berdasarkan tes PDA**

Penelitian dilakukan oleh Firuliadhim (2019) dengan topik “Analisis Daya Dukung Tiang Bor dengan Alat *Pile Driving Analyzer Test* Pada Variasi Diameter”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui parameter daya dukung fondasi tiang bor dengan menggunakan alat PDA test. Dalam penelitian ini, peneliti membandingkan

fondasi dengan diameter 15 cm, 20 cm, 25 cm dengan beban yang sama yaitu sebesar 63,5 kN. Dari hasil pengujian tersebut, fondasi tiang dengan ukuran diameter 25 cm mencapai titik ultimit daya dukung sebesar 28,3 kN, fondasi dengan ukuran diameter 20 cm memiliki daya dukung ultimit 13 kN sedangkan fondasi tiang dengan ukuran 15 cm mencapai titik ultimit sebesar 2,5 kN. Sehingga dari hasil tersebut membuktikan bahwa luas penampang pondasi berpengaruh terhadap besar nilai daya dukung fondasi tiang tersebut dimana semakin besar penampang semakin kecil daya dukung ultimit yang diterima.

Penelitian dilakukan oleh Mugiono dkk. (2019) dengan topik “Analisis Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bored Pile Dari Hasil Tes PDA Berdasarkan Metode Chin, Mazurkiewuch dan Davisson”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui syarat aman beban yang mampu ditahan dari jembatan. Analisis yang dilakukan menggunakan 2 metode yaitu menggunakan aplikasi Allpile kemudian interpretasi beban menggunakan metode Chin, Mazurkiewich dan Davission. Dari analisis tersebut dari aplikasi Allpile didapatkan daya dukung selimut 938,7 ton, daya dukung ujung 67,7 ton, daya dukung total 1006,47 ton dan penurunan 19,6 mm. Setelah didapatkan hasil dari analisis menggunakan aplikasi Allpile dilakukan interpretasi beban pada daya dukung total untuk mendapatkan besarnya beban ultimit menggunakan metode davvison 1000 ton, metode mazurkiewich 1000 ton, dan metode chin 1111,11 ton. Kemudian, hasil daya dari dukung total aplikasi Allpile 1006,4 ton dilakukan perbandingan dengan daya dukung PDA test 991 ton. Namun dalam pelaksanaan tetap digunakan daya dukung hasil dari PDA test, karena aplikasi Allpile hanya digunakan sebagai *back analysis* dari daya dukung PDA test.

Penelitian dilakukan oleh Budi dkk. (2015) dengan topik “*Bearing capacity of pile foundations embedded in clays and sans layer predicted using PDA test and static load test*”. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui keakuratan prediksi daya dukung fondasi tiang pancang dengan menggunakan PDA test dibandingkan dengan uji beban statis. Dari hasil penelitian disimpulkan bahwa daya dukung tiang pancang dengan uji beban statis sangat bervariasi tergantung dengan metode yang digunakan. Namun hasil dari daya dukung untuk metode Davisson dan Chin

menunjukkan kesesuaian yang relatif lebih baik. Sedangkan daya dukung ultimit tiang yang terpancang di lapisan lempung yang diuji dengan PDA *test* bervariasi dan signifikan tinggi dibandingkan dengan yang ditentukan dari hasil SLT. Kemudian daya dukung ultimit tiang pancang tertanam pada lapisan pasir melalui PDA *test* memiliki hasil yang lebih kecil dibandingkan dengan hasil SLT yang ditentukan.

Penelitian dilakukan oleh Somantri dkk. (2021) dengan topik “*Comparison Of Bearing Capacity Pile Foundation Base On Pile Dynamic Analyzer Test And Conventional Analysis (Case on foundation bridge in Cikampek)*”. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui nilai kestabilan pondasi akibat beban dan deformasi. Penelitian ini dilakukan dengan dua cara yaitu analisis PDA *test* dan menghitung daya dukung pondasi dengan metode Meyerhoff, Poulos Davis dan Tomlinson. Berdasarkan metode Meyerhoff nilai daya dukung secara linier berkisar 0,77 menjadi 0,86, dengan metode Paulos Davis berkisar antara 0,7 hingga 0,88, dan dengan metode Tomlinson dengan hasil 0,65 hingga 0,88. Penelitian ini menunjukkan perbedaan nilai regresi dari analisis konvensional lebih besar daripada hasil PDA *test*.

### 2.2.2 Kapasitas Dukung Berdasarkan Variasi Diameter.

Penelitian dilakukan oleh Firuliadhim (2019) dengan topik “*Analisis Daya Dukung Tiang Bor dengan Alat Pile Driving Analyzer Test Pada Variasi Diameter*”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui parameter daya dukung fondasi tiang bor dengan menggunakan alat PDA *test*. Dalam penelitian ini, peneliti membandingkan fondasi dengan diameter 15 cm, 20 cm, 25 cm dengan beban yang sama yaitu sebesar 63,5 kg. Dari hasil pengujian tersebut, fondasi tiang dengan ukuran diameter 25 cm mencapai titik ultimit daya dukung sebesar 28,3 kN, fondasi dengan ukuran diameter 20 cm memiliki daya dukung ultimit 13 kN sedangkan fondasi tiang dengan ukuran 15 cm mencapai titik ultimit sebesar 2,5 kN. Sehingga dari hasil tersebut membuktikan bahwa luas penampang fondasi berpengaruh terhadap besar nilai daya dukung fondasi tiang tersebut dimana semakin besar penampang semakin kecil daya dukung ultimit yang diterima.

Penelitian dilakukan oleh Nugroho dkk. (2022) dengan topik “Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Pada Gedung Perkuliahan universitas Slamet Riyadi (Variasi Diameter Tiang Pancang)”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui beban struktur yang dapat diterima untuk membuat desain *pilecap*. Pada kasus ini peneliti menggunakan variasi diameter yaitu 0,3; 0,4; 0,5 m. Dari diameter tersebut didapatkan perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang menggunakan metode Meyerhoff pada tanah pasir dan metode deRuiter dan Beringen pada tanah lempung adalah sebagai berikut: untuk diameter 0,3 m sebesar 534,856 kN, diameter 0,4 sebesar 780,257, dan diameter 0,5 sebesar 827,689 kN. Dari hasil tersebut dapat di simpulkan bahwa semakin besar diameter tiang akan semakin besar pula daya dukung yang dihasilkan.

Penelitian dilakukan oleh Ramadhan dkk. (2022) penelitian dengan topik “Analisis Pengaruh Variasi Bentuk dan Variasi Dimensi Terhadap Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Pada gedung Kuliah Bersama Dan Laboratorium FEB UPN “Veteran” Jawa Timur”. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui daya dukung dan besarnya penurunan dengan metode konvensional yaitu metode Meyerhoff, Luciano Decourt, dan Reese O’Neill. Variasi yang digunakan adalah variasi diameter yaitu 300 mm, 400 mm, 500 mm, dan 600 mm dan variasi penampang yaitu penampang persegi dan penampang lingkaran dengan acuan pada hasil PDA test. Dari hasil penelitian didapatkan nilai daya dukung dengan metode Meyerhoff sebesar 143,2 ton, metode Luciano Decourt sebesar 90,2 ton, dan metode Reese O’Neil sebesar 127 ton untuk penampang persegi. Untuk penampang lingkaran dengan metode secara berurutan didapatkan nilai 112,4 ton, 70,8 ton, dan 96,3 ton. Semakin besar penampang tiang semakin besar pula daya nilai daya dukung fondasinya.

### 2.2.3 Kapasitas Dukung Menggunakan Pemodelan PLAXIS 2D

Penelitian dilakukan oleh Setiyowati dkk. (2018) penelitian dengan topik “Analisis Daya Dukung Tiang Group Pada Tanah Berlensa Di Kota Banjarmasin Dengan PLAXIS”. Tujuan dari penelitian ini adalah menganalisis kapasitas daya dukung tanah yang terjadi pada tiang bor tersebut menggunakan program PLAXIS dan perhitungan metode Meyerhoff dan Hanna’s. Dari hasil analisis tersebut



didapatkan perhitungan daya dukung berdasarkan hitungan manual diperoleh hasil sebesar 10438,1477 kN/m<sup>2</sup> sedangkan dengan pemrograman PLAXIS dihasilkan daya dukung sebesar 9000 kN/m<sup>2</sup>. Daya dukung tiang tunggal pada lapisan lensa hasil PLAXIS lebih kecil dari hasil perhitungan daya dukung secara teoritis.

Penelitian dilakukan oleh Hasrullah dkk. (2021) dengan topik “Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Menggunakan Data PDA *Test* Dan Program PLAXIS Pada Pembangunan Gedung Laboratorium Dan Kuliah Terpadu Universitas Borneo Tarakan”. Tujuan dari penelitian ini adalah menganalisis daya dukung tiang pancang. Dari hasil analisis nilai daya dukung tiang menggunakan PDA *test* pada tiang P 113 adalah 103 ton dan untuk nilai daya dukung tiang dengan metode Bagemann adalah 190,49 ton. Nilai penurunan tiang pancang pada data CAPWP adalah 12,97 mm di tiang P 113 dan nilai penurunan maximum tiang pancang pada perhitungan Plaxis adalah 3,50 mm.

Penelitian dilakukan oleh Dandagawhal (2018) dengan topik “*Analysis of Pile Foundation Using Plaxis 2D*”. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis penurunan pondasi tiang pancang dengan cara menambah jumlah tiang. Analisis numerik dilakukan dengan metode elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D untuk mempertimbangkan jumlah tumpukan. Variasi yang dilakukan adalah terhadap beban tiang pancang yaitu 500 kN, 800 kN, 1500 kN, dan 2000 kN. Hasil dari analisis didapatkan penurunan 5mm pada beban 500kN, penurunan sebesar 10mm pada beban tiang 1000 kN, penurunan sebesar 20 mm pada beban tiang 1500 kN, dan penurunan tiang sebesar 30 mm pada beban tiang 2000 kN. Dari hasil analisis tersebut dapat disimpulkan bahwa semakin besar beban tiang semakin besar pula nilai penurunannya.

Penelitian dilakukan oleh Fropil dkk. (2014) dengan topik “Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Pancang Diverifikasi Dengan Hasil *Uji Pile Driving Analyzer Test* dan CAPWP”. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis dan membandingkan daya dukung fondasi tiang tunggal secara analitis dan numeris. Hasil daya dukung ultimit dengan metode Bagemann untuk titik S1 sebesar 578,6 ton dan 431,92 ton untuk titik S2. Daya dukung ultimit dengan metode deRuiter dan Beringen untuk titik S1 220,95 ton dan 211,5 ton untuk titik

S2. Daya dukung ultimit dengan metode Mayerhoff (1976) adalah 64,289 ton untuk titik BH1 dan 57,707 untuk titik BH2. Daya dukung ultimit dengan metode Meyerhoff (1976) adalah 128,298 ton untuk BH1 dan 118,679 ton untuk titik BH2. Daya dukung ultimit fondasi tiang dengan metode Tomlinson (1977) adalah 104,051 ton untuk titik BH1 dan untuk titik BH2 sebesar 74.455 ton. Analisis daya dukung metode PLAXSIS 2D adalah 110,166 ton untuk titik BH1 dan 93,888 ton untuk titik BH2. Perhitungan analisis metode Meyerhof (1956) dengan menggunakan data pengujian SPT paling mendekati dengan hasil pengujian PDA sebesar 118 ton untuk titik BH1 dan titik BH2 sebesar 102 ton serta CAPWAP untuk titik BH1 102 ton dan titik BH2 163 ton.

**Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang**

<b>Aspek</b>	<b>Penelitian Terdahulu</b>					
<b>Peneliti</b>	Firuliadhim	Mugiono dkk.	Budi dkk.	Somantri dkk.	Nugroho dkk.	Ramadhan dkk.
<b>Tahun</b>	2019	2020	2015	2021	2022	2022
<b>Judul</b>	Perbandingan dari hasil alat PDA test dengan perhitungan analitik dengan variasi diameter.	Analisis Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bored Pile Dari Hasil Tes PDA Berdasarkan Metode Chin, Mazurkiewuch dan Davisson	<i>Bearing capacity of pile foundations embedded in clays and sans layer predicted using PDA test and static load test</i>	<i>Comparison Of Bearing Capacity Pile Foundation Base On Pile Dynamic Analyzer Test And Conventional Analysis (Case on foundation bridge in Cikampek)</i>	Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Pada Gedung Perkuliahan universitas Slamet Riyadi (Variasi Diameter Tiang Pancang)	Analisis Pengaruh Variasi Bentuk dan Variasi Dimensi Terhadap Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Pada gedung Kuliah Bersama Dan Laboratorium FEB UPN “Veteran” Jawa Timur
<b>Metode</b>	Perbandingan dari hasil alat PDA test dengan perhitungan analitik dengan variasi diameter.	Metode Chin, Mazurkiewuch dan Davisson dibandingkan denga hasil PDA test.	Perbandingan hasil PDA test dengan uji beban statis. Metode analitik yang digunakan adalah metode Davisson dan Chin.	Perbandingan hasil PDA test dengan metode analitik yaitu metode Meyerhoff, Poulos Davis dan Tomlinson.	Perbandinga variasi diamter dengan metode Meyerhoff, deRuiten, dan Beringen.	Perbandingan variasi diameter dan penampang tiang dengan metode Meyerhoff, Luciano Decourt dan Reese O’Neell.

Tujuan	Mengetahui parameter daya dukung fondasi tiang bor.	Mengetahui syarat aman beban yang mampu ditahan dari jembatan	Mengetahui keakuratan prediksi daya dukung pondasi tiang pancang.	Mengetahui nilai kestabilan pondasi akibat beban dan deformasi	Mengetahui beban struktur yang dapat diterima untuk membuat desain <i>pilecap</i> .	Mengetahui daya dukung dan besarnya penurunan tiang.
Hasil	Luas penampang fondasi berpengaruh terhadap besar nilai daya dukung fondasi tiang tersebut dimana semakin besar penampang semakin kecil daya dukung ultimit yang diterima.	Hasil daya dukung analisis aplikasi <i>Allpile</i> lebih besar dari tes PDA. Namun dalam pelaksanaan tetap digunakan hasil dari tes PDA.	Daya dukung ultimit tiang pancang tertanam pada lapisan pasir melalui PDA <i>test</i> memiliki hasil yang lebih kecil dibandingkan dengan hasil SLT yang ditentukan.	Penelitian ini menunjukkan perbedaan nilai regresi dari analisis konvensional lebih besar daripada hasil PDA <i>test</i> .	Semakin besar diameter tiang akan semakin besar pula daya dukung yang dihasilkan.	Semakin besar penampang tiang dan diameter semakin besar pula daya nilai daya dukung fondasinya.

**Tabel 2.2 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang**

<b>Aspek</b>	<b>Penelitian Terdahulu</b>				<b>Penelitian Yang Dilakukan</b>
<b>Peneliti</b>	Setiyowati dkk.	Hasrullah dkk.	Dandagawhal	Fropil dkk.	<b>Putri</b>
Tahun	2018	2021	2018	2014	2025
Judul	Analisis Daya Dukung Tiang Group Pada Tanah Berlensa Di Kota Banjarmasin Dengan Plaxis 2D	Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Menggunakan Data PDA Test Dan Program PLAXIS Pada Pembangunan Gedung Laboratorium Dan Kuliah Terpadu Universitas Borneo Tarakan	<i>Analysis of Pile Foundation Using Plaxis 2D</i>	Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Pancang Diverifikasi Dengan Hasil Uji Pile Driving Analyzer Test dan CAPWP	Analisis Perbandingan Diameter Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor
Metode	Perbandingan hasil hitungan analitik metode Meyerhoff dan Hanna's dengan program PLAXIS	Perbandingan hasil analisis daya dukung tiang dengan metode dinamis, metode Bagemann dan program Plaxis.	Analisis numerik dilakukan dengan metode elemen hingga. menggunakan PLAXIS 2D dengan variasi beban.	Metode konvensional: Bageman, deRuiter dan Beringen, Mayerhof (1976), Mayerhof (1956), Tomlinson (1977). Metode elemen hingga dengan PLAXIS 2D.	Metode Meyerhoff, Resse & Wright dan Reese O'Neil Metode PLAXIS 2D.

Tujuan	Menganalisis kapasitas daya dukung tanah yang terjadi pada tiang bor.	Menganalisis daya dukung dan penurunan tiang pancang.	Menganalisis penurunan fondasi tiang pancang	Menganalisis daya dukung pondasi tiang tunggal.	Menganalisis daya dukung dan penurunan tiang bor dengan variasi diameter.
Hasil	Daya dukung tiang tunggal pada lapisan lensa hasil PLAXIS lebih kecil dari hasil perhitungan daya dukung secara teoritis	Perbandingan hasil daya dukung tiang dengan metode Bageman lebih besar dari hasil PDA <i>test</i> . Hasil penurunan tiang pancang dengan metode PLAXIS lebih kecil dari data CAPWP.	Semakin besar beban semakin besar nilai penurunan pada tiang.	Perhitungan analisis metode Meyerhof (1956) dengan menggunakan data pengujian SPT paling mendekati dengan hasil pengujian PDA dan CAPWAP.	Hasil analisis perhitungan daya dukung dengan metode teoritis lebih kecil dibandingkan dengan hasil analisis menggunakan <i>software</i> PLAXIS 2D dan hasil PDA <i>test</i> . Hasil penurunan yang didapatkan dengan metode teoritis lebih kecil dibandingkan dengan analisis menggunakan PLAXIS 2D

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Tanah**

Dalam pandangan teknik sipil, tanah merupakan himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*) yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi didekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia yang lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut tanah residual (*residual soil*) dan apabila berpindah tempatnya disebut tanah terangkut (*transported soil*) (Hardiyatmo,2002).

#### **3.2 Penyelidikan Tanah**

Struktur bawah bangunan terdiri dari fondasi dan tanah pendukung fondasi. Untuk itu hal yang sangat berkaitan dengan fondasi adalah penyelidikan tanah. Fondasi harus diletakkan pada lapisan tanah yang cukup keras dan padat. Dengan dilakukannya penyelidikan tanah dapat diketahui letak atau kedalaman tanah keras yang berfungsi untuk mengetahui sifat-sifat dasar tanah seperti asal-usulnya,

penyebaran ukuran butiran, kemampuan mengalirkan air, sifat pemampatan bila dibebani (*compressibility*), kekuatan geser, kapasitas daya dukung terhadap beban dan lain-lain (Das,1995).

### 3.2.1 Uji Penetrasi Standar (SPT)

Penyelidikan tanah dengan SPT informasi tentang kondisi dibawah permukaan tanah dapat diperoleh hingga 85% dengan biaya yang ekonomis. Pada fondasi tiang harga N-SPT yang diperoleh dari proses pengujian lapangan dapat digunakan untuk perhitungan gesekan selimut yang mana dapat diambil rata-rata pada tiap lapisan begitu juga untuk perhitungan daya dukung ujung fondasi tiang perataan dilakukan dengan mengambil suatu interval kedalaman sedikit di bawah dan di atas ujung tiang (Raharjo, 1996).

Adapun keuntungan dari penyelidikan tanah dengan menggunakan SPT adalah sebagai berikut.

- a. Dapat menentukan kedalaman dan tebal masing-masing lapisan tanah
- b. Alat dan cara operasi yang relatif sederhana
- c. Contoh tanah terganggu dapat diperoleh untuk identifikasi jenis tanah, sehingga interpretasi kuat geser dan deformasi tanah dapat diperkirakan dengan baik.

### 3.3 Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Fondasi *bored pile* merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang berbentuk tabung dengan fungsi meneruskan beban struktur bangunan di atasnya dari permukaan tanah menuju lapisan tanah keras di bawahnya. Fondasi *bored pile* memiliki fungsi yang sama dengan jenis fondasi lainnya. Interaksi antara fondasi *bored pile* dengan tanah diharapkan dapat menghasilkan daya dukung yang mampu memikul dan memberikan keamanan pada struktur atas. Fondasi di rancang supaya mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan fondasi dalam sebagai fondasi bangunan apabila tanah yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah dengan kedalaman lebih dari 8 meter (Bowles, 1997).



Dalam dunia konstruksi terdapat beberapa alasan dan keunggulan dalam penggunaan fondasi *bored pile*, di antaranya adalah sebagai berikut.

1. Tiang bor bisa dipasang menembus batuan,
2. Kedalaman tiang dapat bervariasi,
3. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemasangan,
4. Pada pelaksanaan tidak menimbulkan polusi suara dari alat pancang seperti pada pemasangan fondasi tiang pancang,
5. Tidak menimbulkan getaran tanah yang berpotensi pada kerusakan bangunan di sekitarnya,
6. Dapat memberikan ketahanan terhadap beban lateral dan gaya ke atas karena dasar fondasi dapat diperbesar.

### **3.4 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor**

Kapasitas dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2011). Kapasitas dukung tiang tunggal dapat dihitung berdasarkan karakteristik kuat geser tanah yang diperoleh dari uji tanah di laboratorium dan uji di lapangan atau dengan cara empiris didasarkan pada alat uji tertentu seperti uji SPT, uji CPT (Sondir). Kapasitas dukung fondasi tiang bor bergantung pada kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas geser antara struktur fondasi dengan lapisan tanah. Kemampuan geser tanah dipengaruhi oleh panjang tiang, sehingga kemampuan geser tanah semakin tinggi dengan kedalaman tiang di dalam tanah.

Analisis kapasitas dukung pada tiang bor dilakukan dengan mengetahui data-data tanah, kedalaman fondasi, jarak antar tiang, dan data pendukung lainnya. Ditinjau dari daya dukung beban, tiang bor dapat dibagi menjadi tiang dengan dukungan ujung (*end bearing pile*) dan tiang dengan gesekan sepanjang permukaan badan tiang (*friction pile*). Kapasitas dukung terdiri dari kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan daya dukung selimut tiang ( $Q_s$ ).

Dikaji dari cara menghitung beban, tiang dibagi menjadi 2 macam, diantaranya adalah sebagai berikut.

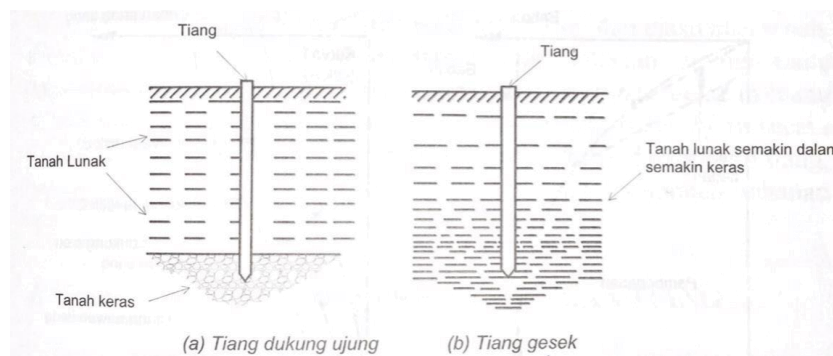
1. Tiang dukung ujung (*end bearing*)

Tiang dukung ujung merupakan tiang dengan kapasitasnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Pada umumnya tahanan ujung tiang terletak di zona tanah lunak yang didasari tanah keras. Tiang dipancang hingga mencapai batuan dasar/lapisan keras yang diharapkan dapat mendukung beban yang diperhitungkan dengan tidak mengakibatkan penurunan berlebih. Kapasitas dukung tiang ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang.

2. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek merupakan tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh perlawanan gesek antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan dengan hitungan kapasitas tiang.

Berikut merupakan ilustrasi tiang yang ditinjau dari cara mendukung beban dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut.



**Gambar 3.1 Tiang yang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban**

(Sumber: Hardiyatmo, 2015)

Daya dukung fondasi tiang bor dapat dirumuskan dalam persamaan 3.1 sebagai berikut.

$$Q_{ult} = Q_P + Q_S - W \quad (3.1)$$

Dengan:

$Q_{ult}$  : daya dukung ultimit tiang (ton)

- $Q_p$  : daya dukung ultimit ujung tiang (ton)  
 $Q_s$  : daya dukung ultimit selimut tiang (ton)  
 $W$  : berat tiang (kN)

### 3.5 Kapasitas Dukung Tiang

#### 3.5.1 Kapasitas Dukung Berdasarkan Metode Meyerhoff (1976)

Perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan cara statik dapat menggunakan metode yang diusulkan oleh Meyerhoff (1976) sebagai berikut.

##### 1. Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Menurut Das (1994), kapasitas dukung pada ujung tiang dapat ditentukan dengan cara Meyerhoff (1976) sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.2)$$

$$F_p = 0,4 \times N60' \times \left(\frac{L}{D}\right) \times \sigma_r \times N60' \times \sigma_r \quad (3.2.1)$$

Dengan:

$Q_p$  = Kapasitas dukung ultimit ujung tiang (kN)

$q_p$  = Tahanan ujung persatuan luas (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  = Luas penampang ujung tiang (m<sup>2</sup>)

$N60'$  = N-SPT terkoreksi

$D$  = diameter tiang (m)

$L$  = panjang tiang (m)

$\sigma_r$  = tegangan referensi = 100 Kpa

##### 2. Kapasitas dukung selimut ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini.

$$Q_s = \sum(A_s \times f_s) \quad (3.3)$$

$$f_s = \left(\frac{1}{100}\right) \times \sigma_r \times N60 \quad (3.3.1)$$

Dengan:

$Q_s$  = daya dukung selimut (kN)

$A_s$  = Luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

$$= p \times \Delta L$$

N60 = nilai N-SPT per lapis tanah

$\sigma_r$  = tegangan referensi = 100 Kpa

### 3. Daya dukung ultimit

Daya dukung ultimit dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.4)$$

dengan:

$Q_u$  = daya dukung ultimit (kN)

$Q_p$  = daya dukung ujung ultimit (kN)

$Q_s$  = daya dukung selimut tiang (kN)

#### 3.5.2 Kapasitas Dukung Berdasarkan Metode Reese & Wright

Menurut Reese & Wright (1997), kapasitas dukung pada ujung tiang bor dinyatakan sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.5)$$

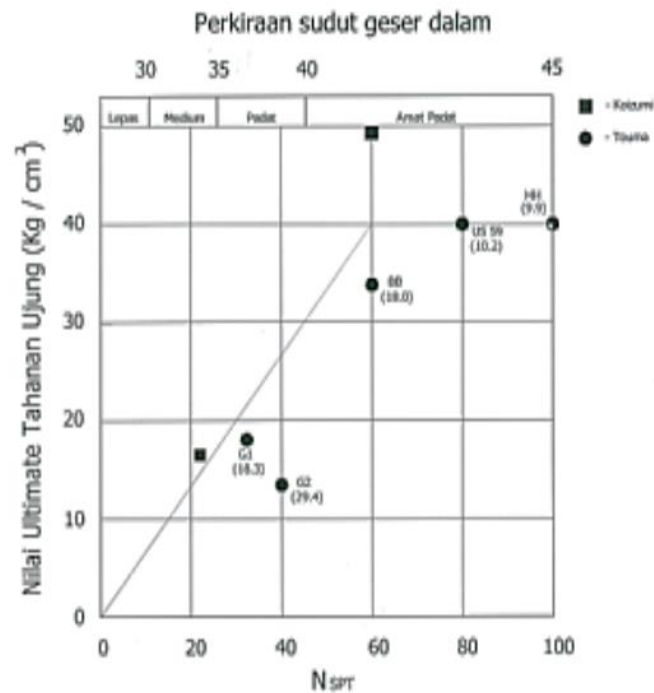
Dengan:

$Q_p$  = kapasitas dukung tiang (kN)

$q_p$  = tahanan ujung persatuan luas (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  = luas penampang tiang bor (m<sup>2</sup>)

Pada tanah kohesif besar tahanan ujung persatuan luas ( $q_p$ ) dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah ( $C_u$ ). Sedangkan pada tanah non kohesif, Reese mengusulkan korelasi antara  $q_p$  dengan  $N_{SPT}$  seperti pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.2 Tahanan Ujung Ultimit Pada Tanah Non Kohesif**

(Sumber: Reese & wright, 1997)

Untuk mencari kapasitas gesek pada tanah homogen digunakan persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p \quad (3.6)$$

Dengan:

$Q_s$  = kapasitas gesek maksimum dinding tiang (kN)

$f_s$  = gesekan selimut tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  = panjang tiang (m)

$P$  = keliling penampang tiang (m)

Apabila tiang bor terletak pada tanah yang berlapis, maka digunakan persamaan 3.7 sebagai berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times l_i \times p \quad (3.7)$$

Dengan:

$Q_s$  = kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

$f_s$  = besar kapasitas gesek maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan gesekan dinding tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

$l_i$  = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan gesekan dinding tiang (m)

$p$  = keliling penampang tiang (m)

Gesekan tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Pada tanah kohesif, nilai  $f_s$  dinyatakan sebagai berikut.

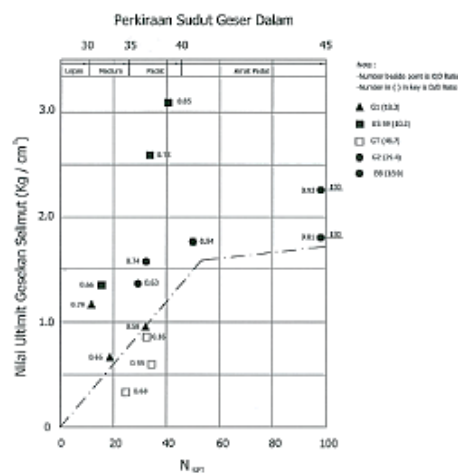
$$f_s = \alpha \cdot C_u \quad (3.8)$$

Dengan:

$\alpha$  = faktor adhesi

$C_u$  = kohesi tanah ( $\text{kN/m}^2$ )

Berdasarkan hasil penelitian Reese, faktor koreksi terhadap adhesi ( $\alpha$ ) dapat diambil sebesar 0,55. Kemudian pada tanah non kohesif, nilai  $f_s$  dapat diperoleh dari korelasi langsung  $N_{SPT}$  yang dapat dilihat pada Gambar 3.3 sebagai berikut.



**Gambar 3.3 Hubungan Tahanan Selimut Ultimit terhadap  $N_{SPT}$**   
(Sumber: Reese & wright, 1997)

Untuk mencari kapasitas dukung ultimit, digunakan persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.9)$$

Dengan:

$Q_u$  = Kapasitas dukung ultimit (kN)

$Q_p$  = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

$Q_s$  = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

### 3.5.3 Kapasitas Dukung Berdasarkan Reese & O'Neil

Untuk menentukan daya dukung tiang bor berdasarkan hasil Uji N-SPT dapat dihitung dengan menggunakan metode Reese & O'Neil sebagai berikut.

#### 1. Tahanan ujung ultimit

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.10 sebagai berikut.

$$Q_b = A_p \times f_b \quad (3.10)$$

dengan:

$Q_p$  = tahanan ujung ultimit (kN)

$A_p$  = luas dasar tiang ( $m^2$ )

$f_b$  = tahanan ujung neto per satuan luas ( $kN/m^2$ )

Reese & O'Neil (1989) dalam Hardyatmo (2018) merekomendasikan tahanan ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada pasir dapat dilihat pada Persamaan 3.11 berikut.

$$f_b = 0,60\sigma_{rN60} = 60N60 \leq 4500 \text{ kPa} \quad (3.11)$$

dengan:

$f_b$  = tahanan ujung neto per satuan luas ( $kN/m^2$ )

$N60$  = rata-rata nilai koreksi SPT terhadap nilai pengujian lapangan (lapisan antara tanah keras dan kedalaman dengan 2db ujung tiang di bawah tanah keras)

$db$  = diameter ujung bawah tiang bor (m)

$\sigma_r$  = tegangan referensi = 100 kPa

Jika tiang bor dasarnya berdiameter lebih dari 1200 mm, maka besarnya  $fb$  dapat mengakibatkan penurunan lebih besar dari 25 mm (1 in). Untuk memenuhi syarat penurunan ijin, Reese & O'Neil (1989) menyarankan  $fb$  direduksi menjadi  $fbr$ , dengan menggunakan persamaan 3.12 berikut ini dalam (Hardiyatmo, 2010).

$$fbr = 4,17 dr / (db) fb; \text{ bila } db \geq 1200 \text{ mm} \quad (3.12)$$

dengan:

$dr$  = lebar refrensi = 300 mm

$db$  = lebar ujung bawah tiang bor (m)

Nilai lebar refrensi yang disarankan Reese & O'Neil dalam buku (Hardiyatmo, 2010) sebesar 300 mm dengan lebar ujung bawah tiang bor berbentuk lingkaran.

## 2. Tahanan gesek ultimit

Tahanan gesek ultimit pada tiang bor pada tanah granuler dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.13 berikut.

$$Q_s = A_s \cdot \beta \cdot p_{rata-rata} \quad (3.13)$$

dengan:

$Q_s$  = tahanan gesek ultimit tiang (kN)

$A$  = luas penampang selimut tiang ( $m^2$ )

$p_{rata-rata}$  = tekanan *overburden* ditengah-tengah lapisan tanah rata-rata ( $kN/m^2$ )

$f_s$  = tahanan gesek tiang per satuan luas ( $kN/m^2$ ) Untuk memperoleh nilai gesekan selimut tiang per satuan luas dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.14, untuk nilai tekanan *overburden* ditengah lapisan tanah menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$f_s = \beta \times p_o' \quad (3.14)$$

$$p_o' = \gamma \times H \quad (3.15)$$

$$\beta = K \times tg\delta \quad (3.16)$$

dengan:

$f_s$  = tahanan gesek satuan luas ( $kN/m^2$ )

$P_o'$  = tekanan *overbourden* ditengah-tengah lapisan tanah ( $kN/m^2$ )



$\delta$  = sudut gesek antara tanah dan tiang (derajat)

K/Ko = koefisien tekanan tanah lateral

Metode ini disebut dengan metode  $\beta$ . Nilai K/Ko ditunjukkan pada Tabel 3.2, dan rasio  $\delta/\varphi'$  ditunjukkan pada Tabel 3.3. Koefisien  $\beta$  juga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang disarankan oleh O'neil & Reese (1989) pada Persamaan 3.17 berikut.

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{\frac{z}{dr}}, \text{ dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (3.17)$$

dengan:

z = kedalaman di tengah – tengah lapisan tanah (m)

dr = lebar refrensi = 300 mm

Bila nilai  $N_{60} > 15$  maka disubstitusikan ke persamaan 3.18

$$\beta = 1,5 - 0,245\sqrt{z}, \text{ dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (3.18)$$

Bila  $N_{60} \leq 15$ , maka  $\beta$  dalam persamaan 3.19 berikut ini.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245\sqrt{z}) \text{ untuk } N_{60} \leq 15 \quad (3.19)$$

Nilai K/Ko dan  $\delta/\varphi$  yang digunakan dapat menggunakan pendekatan yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 sebagai berikut.

**Tabel 3.1 Nilai -nilai K/Ko Untuk Tiang Bor**

Metode Pelaksanaan	K/Ko
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung di bawah air	0,83

(Sumber: Hadiyatmo,2018)

Tabel 3.2 Nilai -nilai  $\delta/\varphi$  Untuk Tiang Bor

Metode Pelaksanaan	$\delta/\varphi$
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,8
Dengan pipa selubung di bawah air	0,7

(Sumber: Hadiyatmo,2018)

## 3. Kapasitas dukung tiang bor

Kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - Wp \quad (3.20)$$

Dengan:

$Q_u$  = tahanan ujung ultimit (kN)

$Q_p$  = tahanan ujung tiang (kN)

$Q_s$  = tahanan gesek tiang (kN)

$Wp$  = berat tiang (kN)

Nilai kapasitas dukung tiang bor dapat dipengaruhi oleh tinggi muka air tanah, maka dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$Wp' = Wp - U \quad (3.21)$$

Nilai untuk memperoleh berat tiang menggunakan persamaan

$$Wp = 14 \times \pi \times d^2 \times L \times \gamma_{beton} \quad (3.22)$$

Akibat adanya air tanah, tiang akan mengalami gaya angkat ke atas menggunakan persamaan 3.23 sebagai berikut.

$$U = 14 \times \pi \times d^2 \times (L - Hw) \times \gamma_w \quad (3.23)$$

dengan:

$d$  = diameter tiang (m)

$L$  = panjang tiang (m)

$Hw$  = tinggi muka air tanah terhadap tiang (m)

$\gamma_w$  = berat volume air (kN/m<sup>3</sup>)

### 3.5.4 Kapasitas Dukung Ijin Tiang Bor

Untuk memperoleh kapasitas dukung ijin, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan tujuan sebagai berikut:

1. Memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan,
2. Memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompreibilitas tanah,
3. Meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja,
4. Meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok masih dalam batas-batas toleransi,
5. Meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

Daya dukung ijin fondasi dinyatakan dalam persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.24)$$

Dengan:

$Q_{all}$  = kapasitas dukung ijin fondasi.

$Q_u$  = kapasitas ultimit fondasi.

SF = angka keamanan untuk tahanan ujung tiang.

Penentu faktor keamanan atau SF bergantung pada beberapa faktor, antara lain sebagai berikut.

1. Jenis dan kepentingan struktur,
2. Variasi kondisi tanah,
3. Tingkat kehandalan penyelidikan geoteknik,
4. Jumlah dan jenis pengujian geoteknik,
5. Ketersediaan data uji pembebanan di dekat lokasi, dan
6. Tingkat pengawasan dan pengendalian mutu pekerjaan fondasi.

Menurut Hardiyatmo (2008), untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter  $d < 2\text{m}$  faktor aman ( $SF = 2,5$ ), sedangkan tiang tanpa pembesaran di bawahnya faktor aman ( $SF = 2$ ).

### 3.5.5 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas dukung kelompok tiang dipengaruhi oleh beberapa faktor seperti jumlah tiang, susunan dan jarak tiang. Dimana semakin banyak jumlah tiang maka kapasitas dukung kelompok tiang tersebut akan semakin besar. Jarak antar tiang yang semakin besar akan mempengaruhi kapasitas dukung dan efisiensi.

#### 1. Jumlah tiang (n)

Jumlah tiang dapat di rumuskan dalam persamaan 3.25 sebagai berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.25)$$

Dengan:

$P$  = beban yang bekerja (kN)

$Q_{all}$  = Kapasitas daya dukung ijin tiang tunggal (kN)

#### 2. Jarak tiang

Menurut Drijen Bina Marga Departemen P.U.T.L untuk menghitung jarak tiang dirumuskan dalam persamaan sebagai berikut.

$$S \geq 2,5 D \quad (3.26)$$

$$S \geq 3 D \quad (3.27)$$

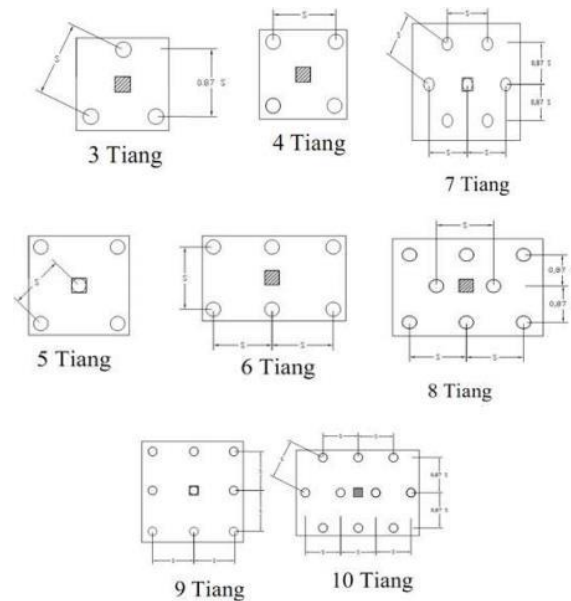
Dengan:

$S$  = Jarak antar pusat tiang (m)

$D$  = Diameter tiang (m)

#### 3. Membuat susunan tiang rencana

Dari perhitungan jumlah tiang didapatkan hasil jumlah tiang untuk satu *pilecap*. Berikut merupakan contoh umum yang digunakan dalam penyusunan tiang kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.4 Sebagai berikut



**Gambar 3.4 Susunan Tiang Kelompok**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

4. Efisiensi kelompok tiang

Converse\_Labarre mengusulkan rumus untuk menghitung efisiensi kelompok tiang yang dapat dilihat pada persamaan 3.30 Sebagai berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1).m + (m+1).n'}{90.m.n'} \quad (3.28)$$

Dengan:

- $E_g$  = Efisiensi kelompok tiang
- $m$  = jumlah baris tiang
- $n'$  = Jumlah tiang dalam satu baris
- $\theta$  = Arc tg  $d/s$ , dalam derajat
- $s$  = Jarak antar pusat tiang
- $D$  = diameter tiang (m)

Disampaikan oleh Brown, dkk (2010), bahwa hasil pengujian pada tanah non-kohesif atau pasir nilai efisiensi kelompok tiang adalah sebesar 1,0 atau lebih dapat diperoleh dengan jarak tiang 2,5D -3D (Paulus,2016).

5. Kapasitas dukung kelompok geser blok

Keruntuhan blok kemungkinan terjadi apabila jarak antar tiang terlalu berdekatan yang menyebabkan interaksi antar tiang sangat kompak. Hal ini menyebabkan tanah diantara tiang ikut turun bersamaan dengan keruntuhan fondasi tiang kelompok. Tomlinson (1994) mengusulkan rumus tiang kelompok sebagai fondasi blok yang dapat dilihat pada persamaan 3.29 sebagai berikut.

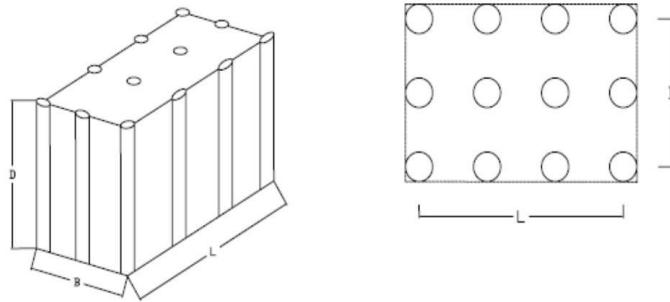
$$\Sigma Q_u = Lg \times Bg \times qp + \Sigma[2 \times (Lg \times Bg) \times \Delta L \times fs] \quad (3.29)$$

dengan :

$Lg$  = panjang blok

$Bg$  = lebar blok

$\Delta L$  = panjang segmen tiang

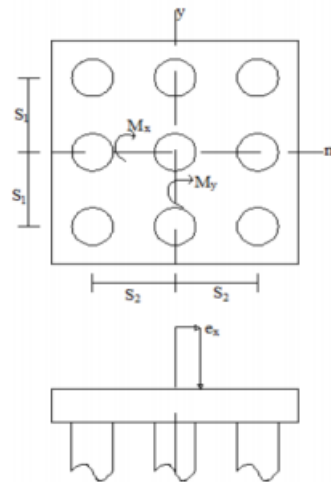


**Gambar 3.5 Kelompok Tiang yang Bekerja Sebagai Blok**

(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

6. Analisis distribusi beban ke tiap tiang bor

Kelompok tiang yang bekerja dua arah ( x dan y) dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen ( x dan y) yang mempengaruhi terhadap kapasitas daya dukung fondasi tiang seperti pada Gambar 3.6 sebagai berikut.



**Gambar 3.6 Pembebanan Fondasi dan Momen Tiang Kelompok**

(Sumber: Hardiyatmo, 2015)

Kontrol fondasi kelompok terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada setiap fondasi dengan persamaan 3.30 sebagai berikut,

$$P_i = \frac{\sum Pt}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \quad (3.30)$$

Dengan:

- $P_i$  = Beban aksial pada tiang ke-i
- $V$  = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang
- $M_x$  = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x
- $M_y$  = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y
- $n$  = Jumlah tiang bor dalam satu pilecap
- $x_i, y_i$  = absis atau jarak ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomer-i
- $\sum x^2$  = Jumlah kuadrat absis tiang bor
- $\sum y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat tiang bor

### 3.6 Penurunan Fondasi Tiang Bor

Pada saat fondasi tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah disekitarnya akan mengalami penurunan (Hardiyatmo, 2010). Beberapa penyebab terjadinya penurunan akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah antara lain adalah sebagai berikut.

1. Kegagalan atau keruntuhan geser akibat kapasitas dukung tanah yang melampaui batas,
2. Kerusakan atau terjadinya defleksi yang besar pada fondasi,
3. Distorsi geser (*shear distortion*) dari tanah pendukungnya, dan
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori.

Berdasarkan hal-hal tersebut, maka perlu dilakukan pencegahan terhadap penurunan fondasi yang berlebihan dengan melakukan perhitungan penurunan fondasi agar tidak terjadi kegagalan struktur bangunan.

### 3.6.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Menurut Marbun (2009) penurunan yang diizinkan dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut antara lain tinggi, jenis, kekakuan, fungsi bangunan serta besar dan kecepatan penurunannya. Apabila penurunan berjalan lambat maka semakin besar kemungkinan suatu struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkai. Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum.

Menurut Poulos dan Davis (1980) penurunan yang terjadi pada tiang tunggal dapat diperoleh menggunakan persamaan berikut.

1. untuk tiang apung (friksi)

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot D} \quad (3.31)$$

dimana  $I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu$

2. untuk tiang dukung ujung

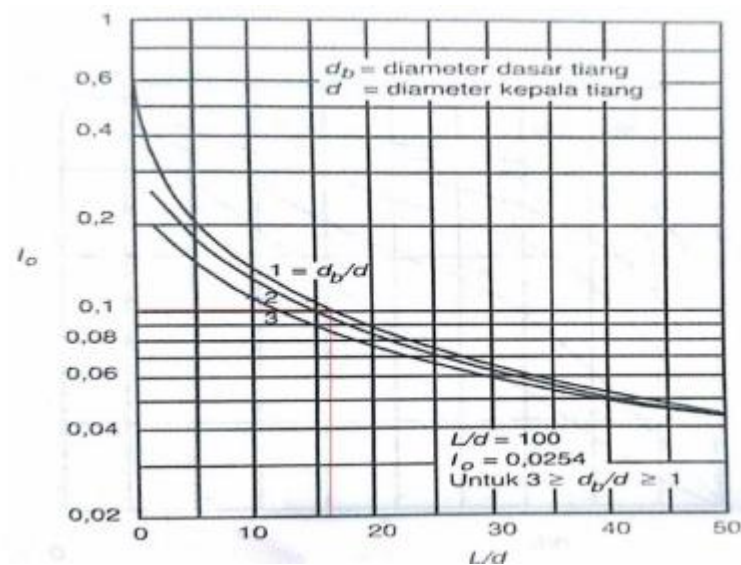
$$S = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot D} \quad (3.32)$$

dimana  $I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$

dengan:

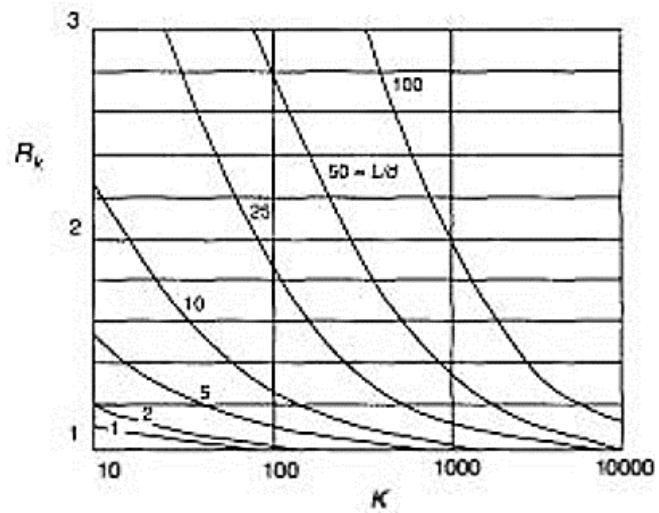


- S = Penurunan tiang tunggal
- P = Beban yang bekerja
- $I_o$  = Faktor pengaruh penurunan tiang (Gambar 3.8)
- $R_k$  = Faktor koreksi kemudahan mampatan tiang (Gambar 3.9)
- $R_h$  = Faktor koreksi ketebalan lapisan (Gambar 3.10)
- $R_\mu$  = Faktor koreksi angka Poisson  $\mu$  (Gambar 3.11)
- $R_b$  = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.12)
- $h$  = Kedalaman total lapisan tanah ujung tiang ke muka tanah
- D = Diameter tiang (m)



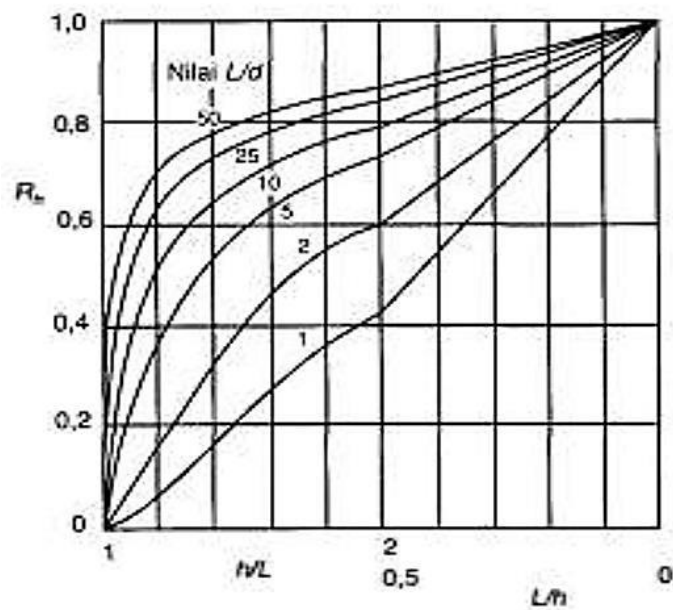
**Gambar 3.7 Faktor Penurunan  $I_o$  Poulos dan Davis**

(Sumber: Hardiyatmo 2002)



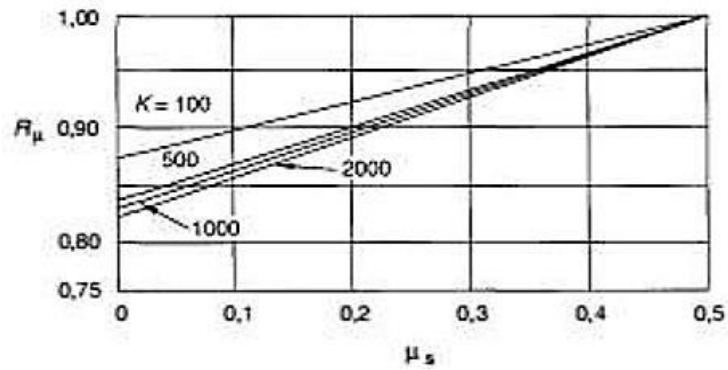
**Gambar 3. 8 Koreksi Kompresi,  $R_k$**

(Sumber: Hardiyatmo 2002)

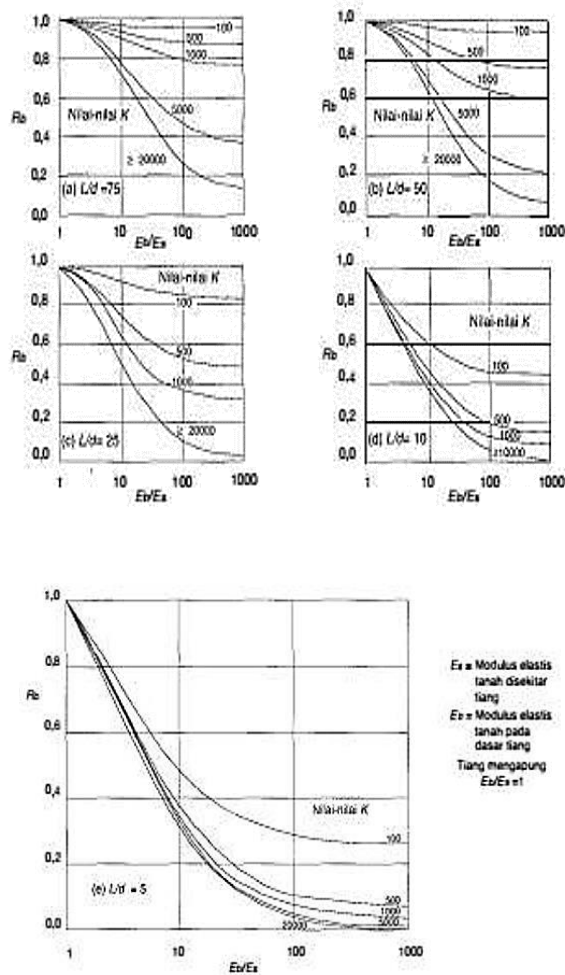


**Gambar 3.9 Koreksi Kedalaman,  $R_h$**

(Sumber: Hardiyatmo 2002)



Gambar 3.10 Koreksi Angka Poisson,  $R_\mu$   
(Sumber: Hardiyatmo 2002)



Gambar 3.11 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung ( $R_b$ )  
(Sumber: Hardiyatmo 2002)

Pada Gambar 3.8, 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, K merupakan ukuran kompresibilitas relative pada tiang dan tanah dinyatakan oleh persamaan 3.33 sebagai berikut.

$$K = \frac{E_p \cdot RA}{E_s} \quad (3.33)$$

dimana:  $RA = \frac{Ap}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}$

Dengan:

K = Faktor kuat tiang

$E_p$  = Modulus elastisitas bahan tiang

$E_s$  = Modulus elastisitas tanah disekitar tiang

$E_b$  = Modulus elastisitas tanah didasar tiang

Nilai poisson ratio ditentukan dengan berdasarkan jenis tanah yang dapat dilihat seperti pada Tabel 3.3 sebagai berikut.

**Tabel 3.3 Perkiraan Angka Poisson ( $\mu$ )**

Jenis Tanah	Angka Poisson
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar ( $e = 0,4 - 0,7$ )	0,15
Pasir halus ( $e = 0,4 - 0,7$ )	0,25

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

Nilai modulus young adalah besarnya nilai elastisitas tanah yang menjadi pembanding antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai Modulus Elastisitas ( $E_s$ ) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah, data sondir, dan data  $N_{SPT}$ . Nilai perkiraan tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.4 sebagai berikut.

**Tabel 3.4 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas (Es) Tanah**

Jenis Tanah	E(kg/cm <sup>2</sup> )
<b>LEMPUNG</b>	
Sangat Lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Berpasir	300 – 425
<b>PASIR</b>	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
<b>PASIR dan KERIKIL</b>	
Padat	800 – 2000
Tidak Padat	500 – 1400
LANAU	20 – 200
LOSES	150 – 600
CADAS	1400 – 14000

(Sumber: Bowles, 1997)

Dari analisis yang dilakukan oleh Meyerhoff, untuk nilai modulus elastisitas tanah dibawah ujung tiang ( $E_b$ ) berkisar 5 – 10 kali dari nilai modulus elastisitas tanah disepanjang tiang ( $E_s$ )

### 3.6.2 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok

Penurunan pada fondasi tiang kelompok akan lebih besar dari penurunan tiang tunggal yang disebabkan oleh efek antar tiang dalam satu pile cap yang mempengaruhinya. Menurut Vesic (1997) perhitungan kelompok tiang dinyatakan dalam persamaan 3.34 sebagai berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.34)$$

Dimana:

$S_g$  = Penurunan tiang kelompok (m)

S = Penurunan tiang tunggal (m)

Bg = Lebar *pilecap* kelompok tiang (m)

D = Diameter tiang tunggal (m)

### 3.6.2 Penurunan yang diizinkan

Penurunan yang diizinkan merupakan batas maksimum dari penurunan suatu fondasi yang masih dititik aman untuk struktur di atasnya tanpa menyebabkan kegagalan yang terlalu signifikan. Oleh sebab itu untuk mengurangi kemungkinan kegagalan dalam bangunan perlu dilakukan pengecekan apakah penurunan tersebut masih dibatas angka aman atau tidak. Syarat penurunan yang diizinkan dirumuskan pada persamaan 3.35 dan 3.36 sebagai berikut.

1. Tiang tunggal

$$S_{izin} = 10\% \times D \quad (3.35)$$

dengan:

D = Diameter (m)

2. Tiang kelompok

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.36)$$

dengan:

L = kedalaman tiang (m)

Menurut Bowles (1992) toleransi untuk penurunan izin bangunan sebesar 2 inchi (5,08 cm).

### 3.7 Pile Driving Analyzer (PDA) test

Dalam metode ASTM D-4945-1996, PDA test ini dilakukan guna untuk mengetahui daya dukung axial tiang. Dari perhitungan, beberapa variabel uji dapat diukur seperti tekanan ultimate bearing, penggabungan tiang, beban maksimum pada tiang uji.

Analisis data PDA dilakukan dengan prosedur *Case Method*, yang meliputi pengukuran data kecepatan (*velocity*) dan gaya (*force*) selama pelaksanaan

pengujian (*re-strike*) dan perhitungan variabel dinamik secara *real time* untuk mendapatkan gambaran tentang daya dukung pondasi tiang tunggal (*ASTM D-4945-1996*).

Dari PDA Test dengan menggunakan "*Case Method*" kita akan dapat mengetahui:

- a. Kapasitas daya dukung tiang
- b. Nilai keutuhan tiang
- c. Penurunan (*displacement*) tiang
- d. Efisiensi dari transfer energi pukulan palu (*hammer*) terhadap tiang.

Pada umumnya, pengujian dengan metode PDA dilaksanakan setelah tiang mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan tumbukan palu (*hammer*) atau umur tiang telah mencapai 28 hari (*ASTM D-4945-1996*)

Pada pelaksanaannya dua buah strain transducer dan dua buah accelerometer yang dipasang pada bagian atas tiang (minimum 1,5D dari kepala tiang) berfungsi sebagai alat ukur regangan dan percepatan gelombang akibat tumbukan (*impact*) dengan drop hammer. Selanjutnya hasil pengukuran yang diperoleh tersebut direkam dengan alat *Pile Driving Analyzer* (PDA). PDA sendiri menganalisis hasil pengukuran dengan metode yang dikenal dengan nama *case methode* dimana metode tersebut didasarkan pada teori gelombang satu dimensi (*one dimensional wave theory*). Pada tahap persiapan ada beberapa hal yang harus dilakukan, yaitu:

1. Pemancangan lubang untuk memasang *strain transducer* dan *accelerometer* pada tiang
2. Pengumpulan informasi meliputi:
  - a. Tanggal bor
  - b. Panjang tiang dan ukuran penampang
  - c. Panjang tiang yang masuk ke dalam tanah

Prosedur pengujian dilakukan sesuai dengan peraturan *ASTM D4945*. Untuk tiang bor yang diuji, *re-strike* dilakukan sebanyak 1-2 kali (*blows*). Proses *re-strike* dihentikan setelah diperoleh kualitas rekaman yang cukup baik dan energi pukulan yang realtif tinggi. Dengan demikian, jumlah pukulan yang diperlukan

ditentukan oleh fluktuasi besarnya energi yang sesungguhnya diterima oleh tiang. Hal ini sepenuhnya tergantung dari efisiensi *drop hammer* yang digunakan.

Analisis lanjutan yang dilakukan bersama dengan pengujian PDA adalah analisis CAPWAP yang merupakan salah satu metode *signal matching analysis* (SMA). Analisis ini menggunakan data yang diperoleh dari pengujian PDA untuk memberikan hasil analisis yang lebih detail (*ASTM D-4945-1996*). Dari analisis CAPWAP kita akan mengetahui lebih rinci data yang diperoleh dari pengujian PDA Test, dengan tambahan informasi:

- a. Tahanan ujung pondasi tiang tunggal
- b. Tahanan friksi pondasi tiang tunggal
- c. Simulasi statik loading *test*

### **3.8 Prinsip Analisis Struktur**

Dalam melakukan analisis distribusi beban terdapat beberapa perhitungan yang harus dilakukan dan diperhatikan dalam ketentuan yang berlaku. Berikut merupakan hal hal yang perlu diperhatikan.

#### **3.8.1 Ketentuan Umum**

Pada SNI 1726:2019, dalam merencanakan sebuah bangunan terdapat beberapa ketentuan yang harus diperhitungkan dengan matang.

#### **3.8.2 Fungsi Bangunan**

Bangunan merupakan sebuah struktur yang dibuat oleh manusia yang terdiri dari dinding dan atap yang didirikan secara permanen. Dalam melakukan analisis beban gempa diperlukan penyesuaian dengan fungsi bangunan yang akan didirikan. Fungsi bangunan ini mempengaruhi pada nilai kategori risiko dari bangunan tersebut.

#### **3.8.3 Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan**

Kategori risiko dan faktor keutamaan gempa berkaitan dengan peruntukan bangunan tersebut. Nilai dari kategori risiko bangunan digunakan untuk menentukan nilai faktor keutamaan gempa. Untuk lebih lengkapnya dapat dilihat



pada SNI 1726:2012. Adapun pengelompokan kategori risiko gempa sesuai dengan fungsi bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.5 sebagai berikut.

**Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa**

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 3)

Setelah mengetahui kategori risiko bangunan, kemudian menentukan faktor keutamaan gempa berdasarkan risiko bangunan yang sudah ditentukan. Berikut merupakan faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 3.6 sebagai berikut.

**Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa**

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 4)

### 3.8.4 Klasifikasi Situs

Dalam menganalisis beban gempa, diperlukan klasifikasi situs yang bertujuan untuk mengetahui kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Klasifikasi situs ini ditentukan dari lapisan tanah pada lokasi yang akan dibangun sebuah bangunan. Berikut merupakan klasifikasi situs dapat lihat pada Tabel 3.8 sebagai berikut.

**Tabel 3.7 Klasifikasi Situs**

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser nirair $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

**CATATAN:** N/A = tidak dapat dipakai

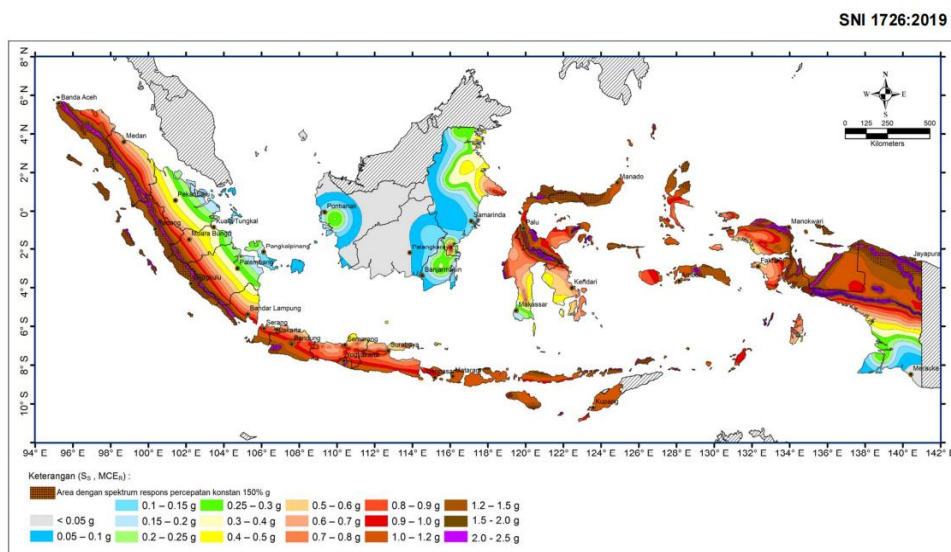
(Sumber SNI 1726-2019 Tabel 5)

### 3.8.5 Parameter Percepatan Terpetakan

Setelah menentukan klasifikasi situs, maka selanjutnya menentukan parameter respon spektrum. Berikut merupakan parameter respon spektrum yang diperlukan diantaranya adalah sebagai berikut:

## 1. Nilai $S_s$

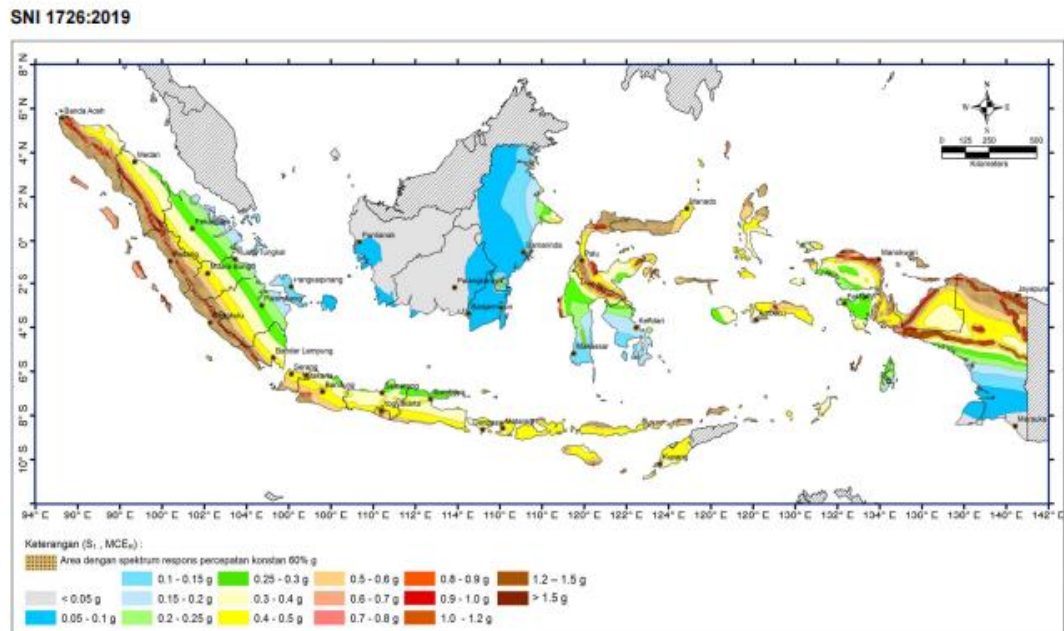
Nilai  $S_s$  merupakan parameter nilai percepatan respons spektral gempa MCER risiko-tertarget pada risiko pendek, teredam 5%. Untuk menentukan nilai  $S_s$  bisa menggunakan 2 cara, yaitu melalui *website* dari Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman (PUSKIM) dan menggunakan peta parameter gerak tanah  $S_s$ . Berikut merupakan peta parameter gerak tanah  $S_s$  wilayah Indonesia dapat dilihat pada Gambar 3.12 sebagai berikut.



**Gambar 3.12** Parameter Gerak Tanah  $S_s$  gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia Untuk Spektrum Respons 0,2-detik (Redaman Kritis 5%)  
(Sumber SNI 1726:2019 Gambar 15)

## 2. Nilai $S_1$

Nilai  $S_1$  merupakan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan. Untuk menentukan nilai  $S_1$  bisa menggunakan 2 cara, yaitu melalui *website* dari Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman (PUSKIM) dan menggunakan peta parameter gerak tanah  $S_1$ . Berikut merupakan peta parameter gerak tanah  $S_1$  wilayah Indonesia dapat dilihat pada Gambar 3.13 sebagai berikut.



**Gambar 3. 13 Parameter Gerak Tanah  $S_1$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia Untuk Spektrum Respons 0.2-detik (Redaman Kritis 5%)**

(Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 15)

### 3. Nilai $F_a$

Nilai  $F_a$  merupakan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek. Nilai  $F_a$  ditentukan dengan menyesuaikan nilai  $S_s$  dan kelas situs pada bangunan yang didirikan. Adapun nilai  $F_a$  dapat dilihat pada tabel 3.8 berikut.

**Tabel 3.8 Koefisien Situs  $F_a$**

Klasifikasi Site (Sesuai Tabel 2)	$S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak ( $S_C$ )	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang ( $S_D$ )	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak ( $S_E$ )	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus ( $S_F$ )	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber: SNI 1726:2019)

#### 4. Nilai $F_v$

Nilai  $F_v$  merupakan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek. Nilai  $F_v$  ditentukan dengan menyesuaikan nilai  $S_1$  dan kelas situs pada bangunan yang didirikan. Adapun nilai  $F_v$  dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut.

**Tabel 3.9 Koefisien Situs,  $F_v$**

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(A)}$					

**CATATAN:**

SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respons situs - spesifik

Sumber: SNI 1726:2019)

#### 3.8.5 Respons Spektrum

Apabila prosedur gerak tanah dari spesifik itu tidak digunakan, maka spektrum respon desain dikembangkan dengan mengikuti ketentuan dibawah ini:

Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$ , harus diambil dari persamaan 3.37 sebagai berikut.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.37)$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$

Untuk periode lebih besar dari  $T_s$  tetapi lebih kecil dari atau sama dengan  $T_L$ , respons spektral percepatan desain  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan 3.38 sebagai berikut.

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (3.38)$$

Untuk periode lebih besar dari  $T_L$ , respons spektral percepatan desain  $S_a$  diambil berdasarkan persamaan 3.39 sebagai berikut.

$$S_a = \frac{SD1 \cdot TL}{T^2} \quad (3.39)$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

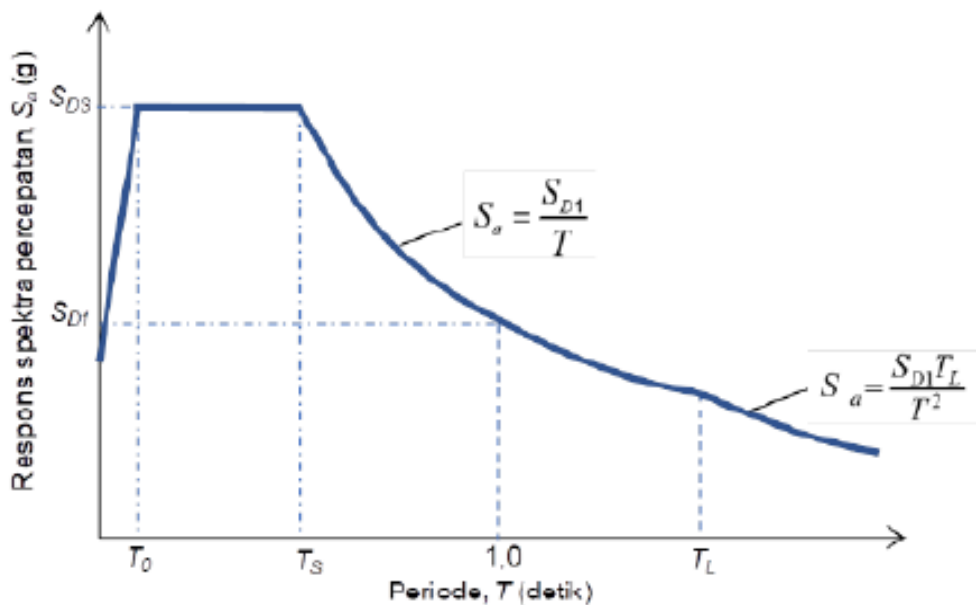
$T$  = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS}$$

$$T_S = \frac{SD1}{SDS}$$

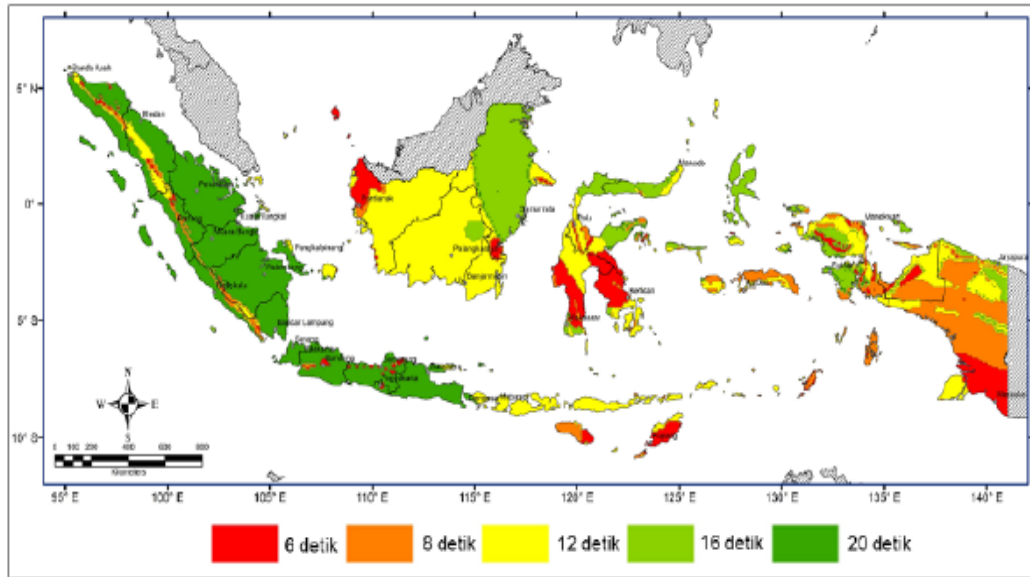
$T_L$  = peta transisi periode panjang

$T_L$  = peta transisi periode Panjang



**Gambar 3.14 Spektrum Respon Desain**

(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 3)



**Gambar 3.15 Peta Transisi Periode Panjang TL, Wilayah Indonesia**

(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 20)

### 3.8.6 Kategori Desain Seismik (KDS)

Penentuan kategori desain seismic (KDS) pada SNI 1726-2019 ditentukan berdasarkan kategori resiko dan parameter respon spectral percepatan desain ( $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ ). Pemenuhan kategori desain seismic dapat dilihat pada Tabel 3.11 dan 3.12 sebagai berikut.

**Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek**

Nilai $S_{D1}$	Kategori Resiko	
	I dan II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{D1} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 8)

**Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik**

Nilai $S_{D1}$	Kategori Resiko	
	I dan II atau III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{Ds}$	D	D

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 8)

### 3.8.7 Struktur Rangka Pemikul Momen

Rangka pemikul momen adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan semua gaya yang bekerja melalui aksi lentur geser dan aksial. Sistem ini terdiri dari tiga jenis, yaitu SRPMK, SRPMM dan SRPMB.

Penguat gaya gempa lateral dan vertikal harus dipilih berdasarkan KDS serta ketinggian struktur, kemudian direncanakan dan didetailkan berdasarkan persyaratan yang berlaku setiap sistem penahan gempa yang dipilih. Koefisien modifikasi respon ( $R$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) dan faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) menjadi penentu gaya geser dengan gaya elemen dan simpangan antar lantai pada desain. Penentuan sistem rangka pemikul momen dapat dilihat pada Tabel 3.13 berikut.



**Tabel 3.12 Faktor R,  $\Omega_0$  dan Cd untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

No	Sistem Penahan Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>	Batasan sistem struktur dan Batasan tinggi struktur, h <sub>n</sub> (m)				
					Kategori desain seismic				
					B	C	D	E	F
1	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 1/2	TB	TB	TI	TI	TI
3	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 1/2	TB	TI	TI	TI	TI

Keterangan :

TB = Tidak Dibatasi

TI = Tidak Diizinkan

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 12)

### 3.8.8 Gaya Geser dan Koefisien Gempa Dasar

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horizontal yang besarnya dipengaruhi ditentukan dengan persamaan 3.41 sebagai berikut.

$$V = C_s \times W \quad (3.40)$$

Keterangan:

C<sub>s</sub> = koefisien respons seismik

W = berat seismic efektif

Untuk koefisien respons seismic C<sub>s</sub> di dapat menggunakan persamaan 3.41 berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.41)$$

Nilai C<sub>s</sub> tidak perlu melebihi nilai C<sub>s</sub> max 3.42 sebagai berikut.

$$C_s \text{ max} = \frac{SDS}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.42)$$

Nilai C<sub>s</sub> harus tidak kurang dari nilai C<sub>s</sub> min berikut.

$$C_s \text{ min} = 0,044SDS I_e \geq 0.01 \quad (3.43)$$

Keterangan:

$S_{DS}$  = parameter percepatan respons spectral desain dalam rentang periode pendek

$S_{D1}$  = parameter percepatan respons spectral desain dalam rentang periode 1 detik

$R$  = koefisien modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

$T$  = periode fundamental struktur

### 3.8.9 Penentuan Periode

Penentuan periode fundamental struktur ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Sebagai alternatif dalam melakukan analisis dapat menggunakan periode fundamental pendekatan yang dihitung dengan persamaan 3.45 berikut.

$$T_a = C_t H_n^x \quad (3.44)$$

Keterangan:

$H_n$  = ketinggian struktur dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur untuk koefisien  $C_t$  dan  $x$  dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut.

**Tabel 3. 13 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$**

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismic yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismic: - Rangka baja pemikul momen - Rangka beton pemikul momen	0,0724	0,8
	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 18)

### 3.8.10 Metode Analisis Struktur

Secara umum analisis gempa dibagi menjadi dua yaitu analisis gempa statik ekuivalen dan dinamik. Analisis statik ekuivalen merupakan suatu cara analisis statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah. Pada bangunan-bangunan yang sangat tinggi, tidak beraturan, serta bangunan-bangunan yang memerlukan ketelitian yang sangat besar digunakan perencanaan analisis dinamik, yang terdiri dari analisis ragam respons spektrum dan analisis respons dinamik riwayat waktu (*time history*).

Analisis ragam respons spektrum adalah suatu cara analisis dinamik struktur di mana pada suatu model matematik dari struktur diberlakukan suatu spektrum respons gempa rencana dan berdasarkan hal itu ditentukan respons struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya. Sedangkan analisis respons dinamik riwayat waktu (*time history*) adalah suatu cara analisis di mana model matematik dari struktur dikenakan riwayat waktu dari gempa-gempa hasil pencatatan atau dari gempa tiruan, untuk menentukan riwayat waktu dari respons struktur.

### 3.9 Structural Analysis (SAP 2000)

SAP merupakan aplikasi (*software*) komputer yang digunakan untuk menganalisis dan merancang kekuatan struktur bangunan. Prinsip penggunaan *software* ini adalah pemodelan struktur, eksekusi analisis, dan pemeriksaan atau optimasi desain yang dilakukan bersamaan pada satu tampilan. Tampilan tersebut berupa model secara *real time* di mana hal tersebut memudahkan penggunaanya melakukan pemodelan secara menyeluruh dalam waktu singkat namun dengan hasil yang tepat.

*Output* yang dihasilkan dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan, baik berupa model struktur, grafik, maupun *spreadsheet*. Hasil yang diinginkan dapat disesuaikan dengan kebutuhan. Berikut merupakan beberapa kemampuan yang dimiliki pada SAP 2000 adalah sebagai berikut:

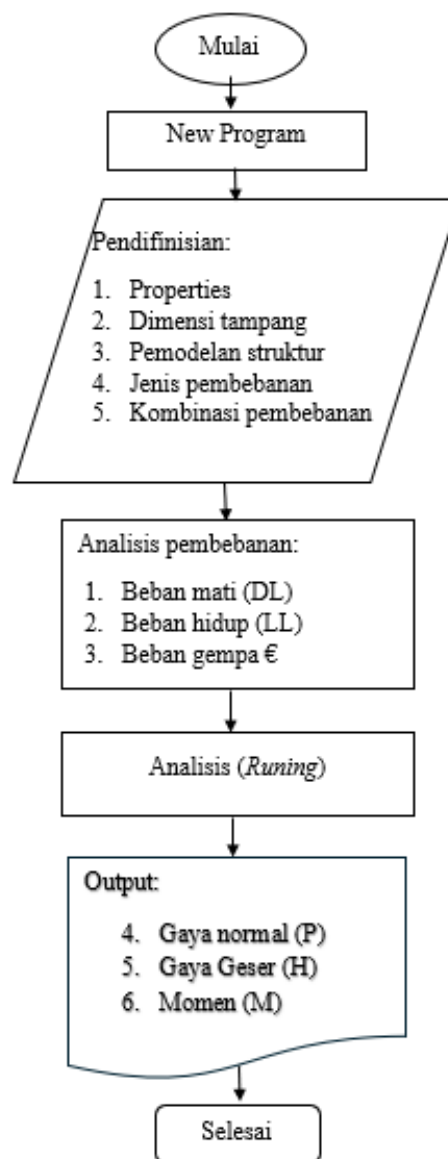
1. Analisis secara cepat dan akurat,

2. Model pembebanan lebih kompleks berupa *static* maupun *dynamic loading*
  3. Pemodelan elemen *shell* yang lebih akurat
  4. Analisis dinamik dengan Ritz dan Eigenvalue
  5. Sistem koordinat ganda untuk membentuk geometri struktur yang kompleks
- Berikut merupakan langkah awal yang bisa dilakukan pada *software* SAP 2000:

1. Mengidentifikasi *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint* dengan penyesuaian gambar teknik yang digunakan,
2. Pendefinisian karakteristik material dan *frame section*,
3. Menentukan penampang balok, kolom, dan pelat kemudian pengkodifikasian sesuai dengan gambar teknik.
4. Pendefinisian beban (*load*) berupa beban mati (WD), beban hidup (WL), dan kombinasi (*combo*) dengan koefisien sebagai berikut.
  - a. 1,4 D
  - b. 1,2 D + 1,6 L
  - c.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L + 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
  - d.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L + 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
  - e.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L - 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
  - f.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L - 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
  - g.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L + 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
  - h.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L + 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$
  - i.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L - 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
  - j.  $(1,2 + 0,2 Sds) D + 1,0 L - 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$
  - k.  $(0,9 - 0,2 Sds) D + 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
  - l.  $(0,9 - 0,2 Sds) D + 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
  - m.  $(0,9 - 0,2 Sds) D - 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
  - n.  $(0,9 - 0,2 Sds) D - 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
  - o.  $(0,9 - 0,2 Sds) D + 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
  - p.  $(0,9 - 0,2 Sds) D + 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$
  - q.  $(0,9 - 0,2 Sds) D - 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
  - r.  $(0,9 - 0,2 Sds) D - 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$

5. Analisis struktur dengan *run analysis*
6. Dari analisis tersebut akan didapatkan gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban yaitu gaya normal (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja pada tiap kolom dasar, di mana kombinasi beban tersebut akan di pakai sebagai beban rencana analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor.

Berikut merupakan bagan alir program SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 3.16 sebagai berikut.



**Gambar 3.16 Diagram Alir Program SAP 2000**

### 3.10 Pemodelan *Software* PLAXIS 2D

PLAXIS merupakan program aplikasi (*software*) berdasar metode elemen tak hingga yang dapat dipilih untuk menganalisis deformasi dan penurunan pada bidang geoteknik. Aplikasi ini menyajikan berbagai analisa perpindahan, tegangan yang terjadi pada tanah, faktor keamanan lereng dan lain-lain. Perkembangan PLAXIS dimulai pada tahun 1987 di Delft University of Technology sebagai inisiatif dari Kementerian Pekerjaan Umum dan Pengelolaan Air (Rijkswaterstaat) Belanda. Tujuan semula adalah untuk mengembangkan kode elemen hingga 2D yang mudah digunakan untuk analisis tanggul sungai di tanah lunak dari dataran rendah Belanda. Dalam beberapa tahun berikutnya, plaxis telah di perluas untuk mencakup sebagian besar wilayah lain untuk rekayasa geoteknik. Karena aktivitas terus berkembang perusahaan PLAXIS (plaxis bv) dibentuk pada tahun 1993. Pada tahun 1998, pertama kali PLAXIS 2D untuk *windows* dirilis.

Dengan PLAXIS 2D geometri model dapat dengan mudah didefinisikan dalam mode tanah dan struktur, setelah model padat independen secara otomatis dapat dipotong dan menyatu. Modus konstruksi dipentaskan memungkinkan untuk simulasi proses konstruksi dan penggalian dengan mengaktifkan dan menonaktifkan *cluster* tanah dan obyek struktural. Perhitungan kernel memungkinkan simulasi realistis dari linear, waktu perilaku non tergantung dan anisotropik tanah dan atau *rock*. Karena tanah merupakan bahan multi-fase, prosedur khusus memungkinkan untuk perhitungan yang berhubungan dengan tekanan hidrostatik pori hidrostatik dan non dalam tanah. *Output* terdiri dari rangkaian lengkap dari alat visualisasi untuk memeriksa rincian model tanah struktur 2D bawah tanah. Aplikasi PLAXIS umum termasuk: menilai pemindahan permukaan jalan selama pembangunan terowongan, analisis konsolidasi tanggul, pemindahan tanah di sekitar pit penggalian, bendungan stabilitas selama tingkat air yang berbeda, dan banyak lagi.

Kondisi di lapangan yang disimulasikan ke dalam program PLAXIS ini bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan ke dalam

tahapan pengerjaan pada program, dengan harapan pelaksanaan di lapangan dapat didekati sedekat mungkin pada program, sehingga respons yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan.

Setelah data tanah serta diperoleh pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis daya dukung serta penurunan dengan menggunakan bantuan *software* PLAXIS 2D. Berikut merupakan langkah dalam pemodelan menggunakan *software* PLAXIS 2D:

#### 1. PLAXIS *input*

PLAXIS *input* merupakan tahapan awal yang dilakukan untuk melakukan pemodelan geometri tanah, menentukan kondisi batas, *meshing* model serta menentukan kondisi awal dari model yang akan di buat.

- a. Membuka PLAXIS *input*, kemudian memasukkan judul proyek dan memilih model sesuai proyek yang akan dibuat.
- b. Mendeskripsikan satuan dan dimensi dari geometri *project* yang akan di modelkan. Setelah permodelan selesai dibuat sesuai dengan gambar rencana dari kondisi asli di lapangan dengan mengaktifkan *geometry line*.
- c. Kemudian hubungan antara struktur dengan tanah diberikan ilustrasi. Setelah itu memasukkan material dari parameter tanah dan parameter struktur geoteknik dari tiap lapisan.
- d. Langkah selanjutnya adalah melakukan *meshing* untuk membagi material tanah ke dalam beberapa elemen diskrit yang berhingga.
- e. Selanjutnya adalah menampilkan kondisi awal untuk memberikan gambaran muka air tanah pada pemodelan geometri. Kemudian menghitung tegangan awal yang terjadi untuk mengetahui tegangan efektif.

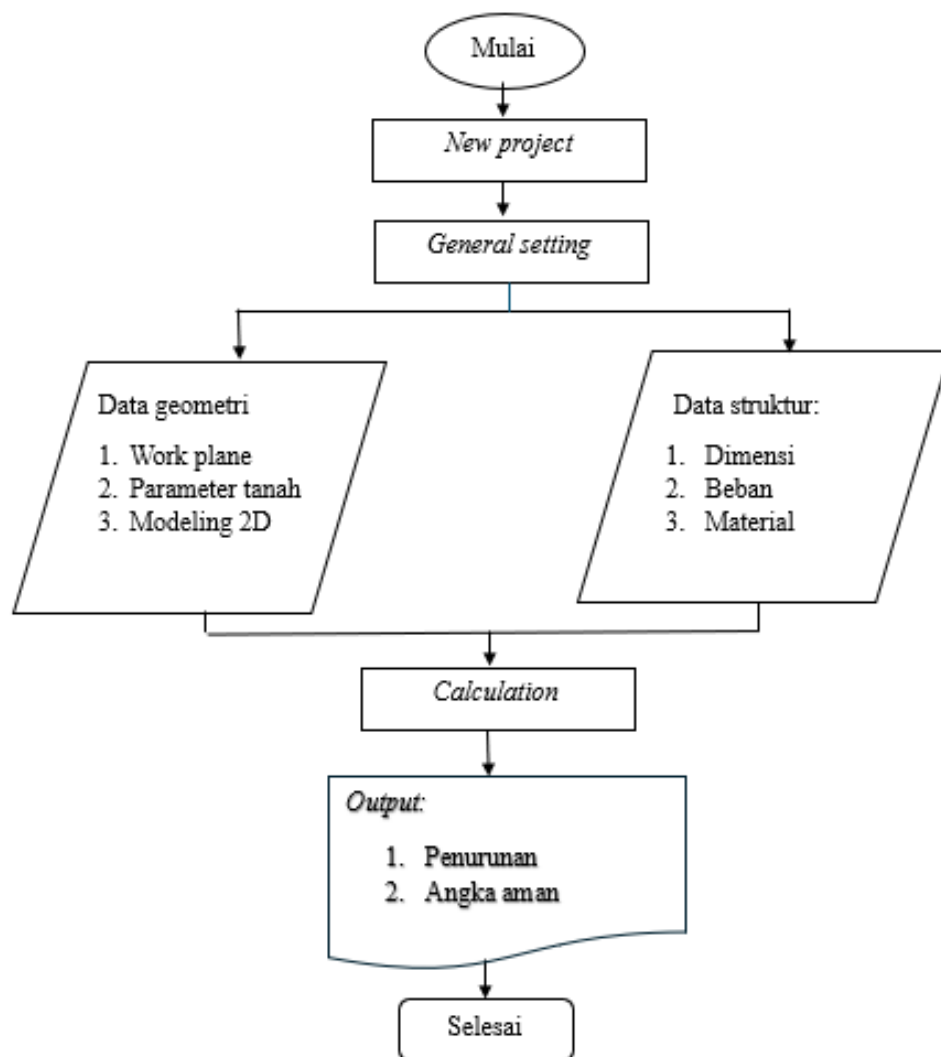
#### 2. PLAXIS *calculation*

Pada tahap ini akan ditinjau apakah model yang telah didefinisikan dan di *input* sudah siap untuk dianalisis.

#### 3. PLAXIS *output*

Bagian ini merupakan pemaparan hasil analisis proses hitungan dari PLAXIS *calculation* yang terdiri dari geometri, deformasi, dan *stresses*. Output dari plaxsis dapat ditampilkan berupa dalam bentuk gambar, angka, dan kurva.

Berikut merupakan diagram alir pada proses analisis menggunakan *software* PLAXIS 2D dapat dilihat pada Gambar 3.17 sebagai berikut.



**Gambar 3.17** Bagan Alir Analisis PLAXIS 2D



## **BAB IV**

### **METODE PENELITIAN**

#### **4.1 Metode Penelitian**

Analisis penelitian merupakan analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor yang mengambil objek pada Proyek Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta. Metode yang digunakan adalah metode analitis dan numeris

#### **4.2 Pengumpulan Data**

Data penelitian ini diperoleh dari Proyek Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta. Di mana data yang digunakan sebagai sarana pendukung untuk mencapai maksud dan tujuan dari penelitian adalah sebagai berikut.

1. Gambar teknis Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta
2. Data penyelidikan tanah
3. Data hasil PDA *test*.

#### **4.3 Analisis Data**

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui beban yang mampu ditumpu oleh fondasi. Pada penelitian ini analisis pembebanan dilakukan dengan *software* SAP 2000. Analisis ini dibuat dengan cara memasukkan data struktur gedung di antaranya kolom, balok dan pelat lantai serta beban yang bekerja seperti beban gempa, beban mati dan beban hidup. Kemudian *output* yang dihasilkan berupa gaya-gaya yang bekerja pada kolom berupa gaya aksial, geser dan momen dimana hasil tersebut akan digunakan untuk analisis selanjutnya.

#### 4.3.1 Analisis Pembebanan SAP 2000

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui beban yang mampu ditumpu oleh fondasi. Pada penelitian ini analisis pembebanan dilakukan dengan *software* SAP 2000. Analisis ini dibuat dengan cara memasukkan data struktur gedung di antaranya kolom, balok dan pelat lantai serta beban yang bekerja seperti beban gempa, beban mati dan beban hidup. Kemudian *output* yang dihasilkan berupa gaya-gaya yang bekerja pada kolom berupa gaya aksial, geser dan momen di mana hasil tersebut akan digunakan untuk analisis selanjutnya.

#### 4.3.2 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Hasil dari *output* analisis program SAP 2000 digunakan untuk analisis tiang bor. Analisis dilakukan dengan metode Meyerhof, Reese & Wright, dan Kulhawy dengan variasi diameter, meliputi sebagai berikut.

Menghitung kapasitas dukung tiang tunggal

- a. Mencari nilai N rata-rata
- b. Mencari nilai daya dukung pada ujung tiang
- c. Mencari nilai gaya geser maksimum dinding tiang
- d. Mencari gaya dukung ultimit,
- e. Mencari daya dukung ijin.

#### 4.3.3 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor

Dilakukan penentuan penurunan tiang tunggal. Akibat beban bekerja pada fondasi tiang bor, maka akan terjadi penurunan (*settlement*) pada tanah pendukungnya.

#### 4.3.4 Analisis Dengan *Software* PLAXSIS 2D

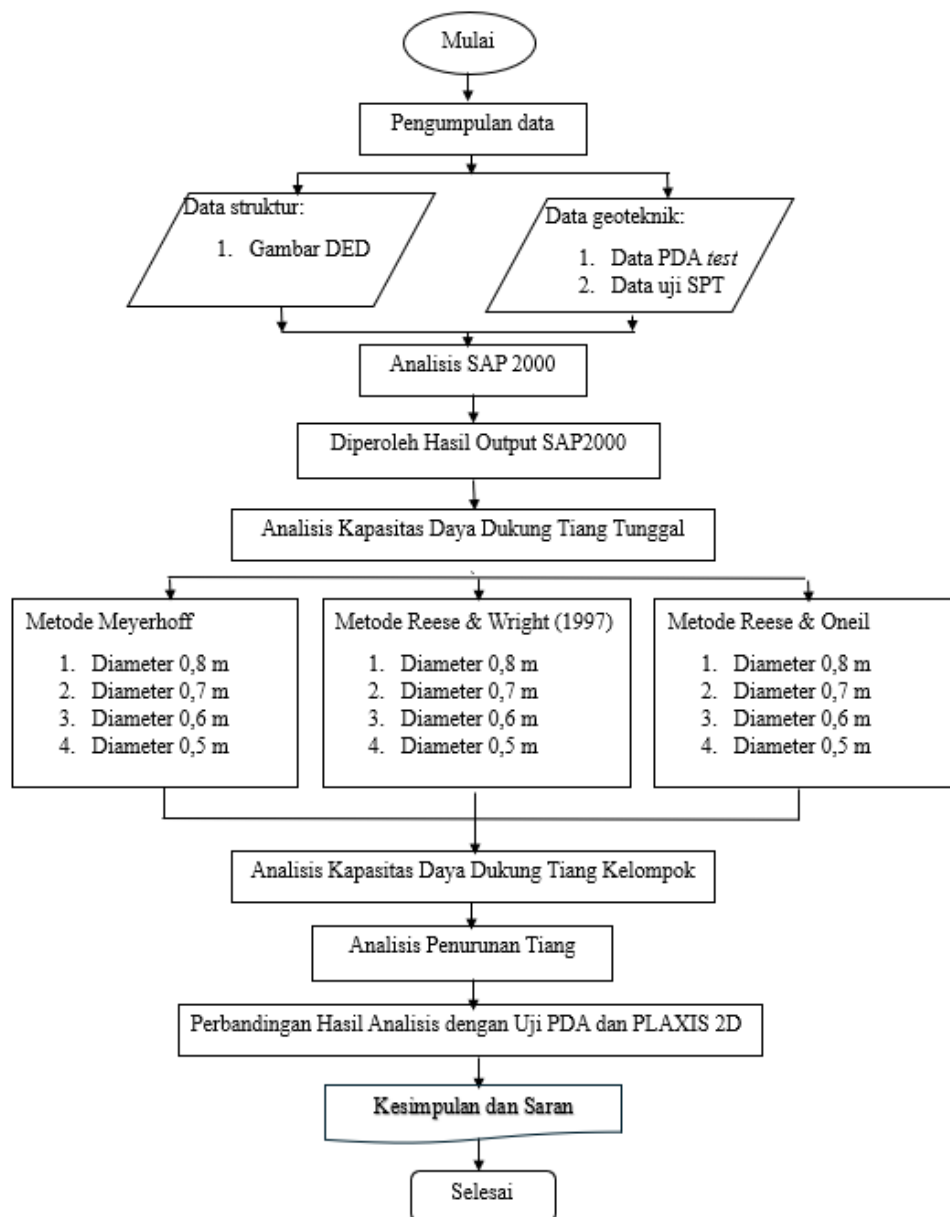
Analisis menggunakan *Software* PLAXSIS 2D untuk pemodelan tiang bor dilakukan dengan beberapa tahapan. Berikut merupakan langkah-langkah analisis pada program *Software* PLAXSIS 2D adalah sebagai berikut.

- a. *Input data*
  - 1) Memodelkan geometri tanah,
  - 2) Memberikan kondisi batas,
  - 3) Membentuk *mesh* setiap lapisan tanah dan timbunan,

- 4) Menentukan kondisi air tanah,
  - 5) Menentukan konfigurasi awal dari *mesh*,
  - 6) Menghitung tegangan-tegangan awal, dan
  - 7) Menspesifikasikan titik yang ditinjau
- b. Proses (*calculation* pada *software* PLAXIS 2D)
- c. *Output*
- 1) Besar penurunan (*settlement*) dengan variasi diameter
  - 2) Besar angka keamanan (*safety factor*) dengan variasi diameter.

#### **4.4 Bagan Alir Pelaksanaan Penelitian**

Bagan alir (*flowchart*) merupakan petunjuk langkah-langkah yang akan ditempuh dalam proses penelitian. Dengan adanya bagan alir akan membantu dalam melakukan evaluasi prosedur yang ada apakah sudah optimal atau sebaliknya agar dapat melakukan perbaikan atau *improvement*. Bagan alir dalam penelitian ini dapat dilihat pada bagan alir pada Gambar 4.1 sebagai berikut.



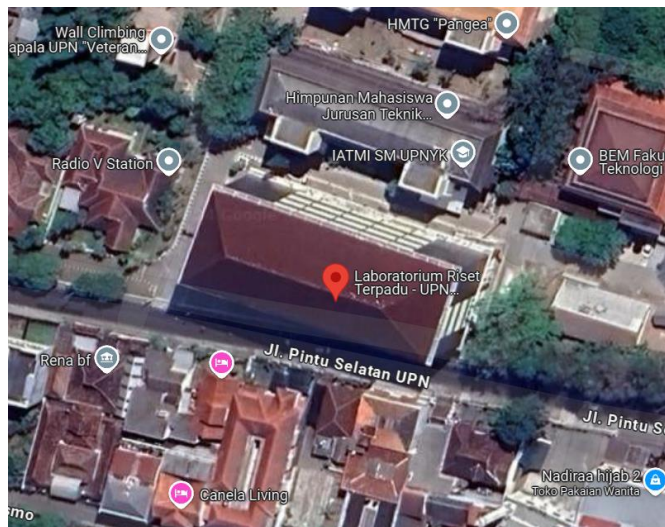
**Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian**

## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Data Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta

Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta didirikan dengan tujuan mendukung proses belajar mahasiswa. Dengan dibangunnya gedung laboratorium tersebut diharapkan mahasiswa dapat memahami dari sisi teori maupun praktik dan menghasilkan lulusan yang siap menghadapi tantangan didunia kerja. Gedung tersebut terletak di Ngropoh, Condongcatur, Depok, Sleman, Yogyakarta. Struktur pada gedung tersebut yang akan dijadikan sebagai bahan analisis fondasi *bored pile*. Supaya lebih jelas lokasi gedung tersebut, dapat dilihat pada Gambar 5.1 sebagai berikut.



**Gambar 5.1 Peta Lokasi**

(Sumber: Google Earth, 2024)

##### 5.1.1 Data Umum Proyek

Berikut merupakan informasi umum Proyek Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta.

1. Nama proyek : Pembangunan Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta 2023
2. Pemilik proyek : UPN Veteran Yogyakarta
3. Kontraktor : PT. Permata Anugerah Yalapersada
4. Perencana : PT. Pola Data Consultan
5. Konsultan pengawas : PT. Elcentro Engineering Consultant – KSO PT. Andaru Koncer Jagad
6. Lokasi proyek : UPN Veteran Yogyakarta
7. Cara pembayaran : *Term of Payment*
8. Jenis kontrak : Gabungan Lumsum dan Nilai Satuan
9. Nilai kontrak : Rp 55,77 Miliar
10. Waktu pelaksanaan : ±180 Hari
11. Waktu pemeliharaan : 365 Hari Kalender

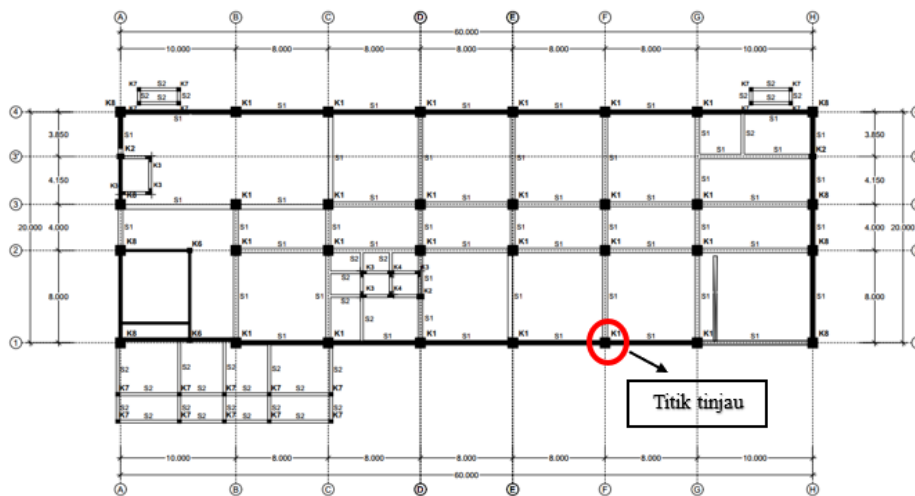
#### 5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada proyek Laboratorium Riset Terpadu UPN adalah sebagai berikut.

1. Beton dengan mutu  $f'c$  sebesar 25 Mpa untuk struktur atas.
2. Beton dengan mutu  $f'c$  sebesar 28 Mpa untuk struktur bawah.
3. Tulangan *deform* dengan mutu baja sebesar 400 Mpa.
4. Tulangan polos dengan mutu baja sebesar 240 Mpa.

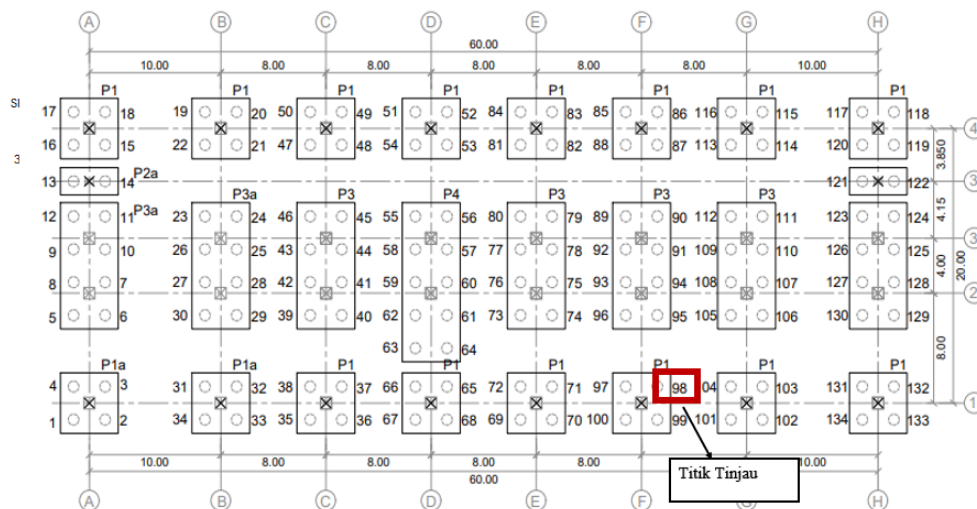
#### 5.1.3 Denah Konstruksi

Denah struktur Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 5.2 hingga 5.8 sebagai berikut.



**Gambar 5.2 Denah Lantai Semi Basement**

(Sumber: PT. Anugerah Yalapersada, 2023)



**Gambar 5.3 Denah Pilecap**

(Sumber: PT. Anugerah Yalapersada, 2023)

#### 5.1.4 Data Struktur

Pada gedung ini terdapat dua struktur utama yaitu struktur bawah berupa *bored pile* dan struktur atas berupa beton bertulang. Pada struktur bawah tersebut yang akan dijadikan penelitian yakni analisis kapasitas dukung dan penurunan pada fondasi tersebut.

## 1. Kolom

Kolom merupakan struktur batang vertikal yang bertugas menyalurkan seluruh beban bangunan ke fondasi. Pada pembangunan Gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN Veteran Yogyakarta menggunakan jenis beton bertulang dengan mutu beton  $F'c$  25 Mpa. Berikut dapat dilihat pada Tabel 5.1 merupakan tipe dan dimensi yang digunakan pada struktur gedung tersebut.

**Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Kolom**

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan	Sengkang	
			Tumpuan	Lapangan
K1	850 x 850	36 D25	2,5 D13-100	2 D13-150
K1a	700 x 700	22 D22	2,5 D10-100	2 D10-150
K2	400 x 600	18 D22	2 D10-100	1,5 D10-150
K5	250 x 500	8 D16	D10 - 100	D10-150
K6	400 x 400	10 D16	2 D10-100	1,5 D10-150
K7	300 x 300	8 D16	D10-100	D10-150
K8	850 x 850	32 D25	2,5 D13-100	2 D13-150
K8a	700 x 700	18 D22	2,5 D13-150	2 D13-150

(Sumber: PT. Anugerah Yalapersada, 2023)

## 2. Balok

Balok merupakan struktur batang horizontal yang bertugas menerima beban geser, beban lentur, dan beban torsi. Dengan demikian diperlukan tulangan untuk menahan beban tersebut. Pada gedung ini digunakan tipe balok beton



bertulang dengan mutu beton sebesar 25 Mpa. Tipe dan dimensi balok dapat dilihat pada Tabel 5.2 sebagai berikut.

**Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Balok**

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan				Sengkang	
		Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
		Atas	Bawah	Atas	Bawah		
B1	450 x 800	11 D25	5 D25	5 D25	5 D25	1,5 D10-100	1,5 D10-100
B1a	450 x 800	9 D25	5 D25	4 D25	4 D25	1,5 D10-100	1,5 D10-100
B1b	450 x 800	6D22	3 D22	3 D22	3 D22	D10 - 125	D10 - 125
B2	350 x 700	8 D25	4 D25	4 D25	7 D25	2 D10 - 100	1,5 D10 - 150
B2a	350 x 700	7 D25	4 D25	3 D25	6 D25	1,5 D10 - 100	1,5 D10 - 100
B2b	350 x 700	6 D22	3 D22	3 D22	3 D22	D10-125	D10-125
B3	250 x 400	4 D22	3 D22	3 D22	4 D22	1,5 D10-100	1,5 D10-100
B4	300 x 600	6 D19	3 D19	3 D19	3 D19	D10-100	D10-150
B5	250 x 350	6 D19	3 D19	3 D19	3 D19	D10-100	D10-100
B6	300x 500	4 D16	3 D16	-	-	1,5 D10-100	-
B7	300 x 400	3 D16	3 D16	-	-	D10-100	-
B8	250 x 500	3 D13	3 D13	3 D13	3 D13	D10-100	D10-100
B9	300 x 500	4 D19	3 D19	-	-	1,5 D10-75	-
B10	400 x 600	7 D19	5 D19	-	-	2 D10-100	-
B11	250 x 400	3 D16	3 D16	3 D16	3 D16	D10-100	D10-100

(Sumber: PT. Anugerah Yalapersada, 2023)

### 3. Pelat

Pelat merupakan bagian elemen struktur yang tidak bertumpu langsung dengan tanah sebagai pembatas antar tingkat suatu gedung bertingkat. Elemen ini didukung oleh balok yang bertumpu pada kolom. Pada gedung tersebut digunakan jenis pelat beton bertulang dengan mutu beton 25 Mpa.

Tipe dan tebal pelat yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3 sebagai berikut.

**Tabel 5.3 Tipe dan tebal Pelat**

Tipe	Tebal (mm)
A1	120
A1a	130
A2	120

(Sumber: PT. Anugerah Yalapersada, 2023)

## 5.2 Pembebanan Struktur

Proses perhitungan analisis *bored pile* ini akan melalui tahapan perhitungan pembebanan struktur atas yang meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa. Perhitungan pembebanan tersebut menggunakan *software* SAP 2000.

### 5.2.1 Peraturan Pembebanan

Analisis pembebanan pada SAP 2000 berpedoman pada peraturan sebagai berikut:

1. SNI 1726:2019 terkait Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
2. SNI 2847:2019 terkait Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan
3. SNI 1727:2020 terkait Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

### 5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Analisis menggunakan SAP 2000 menggunakan kombinasi pembebanan yang sudah diatur di dalam SNI. Jenis kombinasi pembebanan yang digunakan merupakan kombinasi pada saat kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. *Combo 1* = 1,40 D + 1,40 SD
2. *Combo 2* = 1,20 D + 1,20 SD + 1,6 L
3. *Combo 3* = 1,2 + 0,2 SDS + 1,36 SD + 1 L + 1,3 EQX + 0,39 EQY
4. *Combo 4* = 1,36 D + 1,36 SD + 1 L + 1,3 EQX - 0,39 EQY

5. *Combo 5* =  $1,36 D + 1,36 SD + 1 L - 1,3 EQX + 0,39 EQY$
6. *Combo 6* =  $1,36 D + 1,36 SD + 1 L - 1,3 EQX - 0,39 EQY$
7. *Combo 7* =  $1,36 D + 1,36 SD + 1 L + 0,39 EQX + 1,3 EQY$
8. *Combo 8* =  $1,36 D + 1,36 SD + 1 L + 0,39 EQX - 1,3 EQY$
9. *Combo 9* =  $1,36 D + 1,36 SD + 1 L - 0,39 EQX + 1,3 EQY$
10. *Combo 10* =  $1,36 D + 1,36 SD + 1 L - 0,39 EQX - 1,3 EQY$
11. *Combo 11* =  $0,74 D + 0,74 SD + 1,3 EQX + 0,39 EQY$
12. *Combo 12* =  $0,74 D + 0,74 SD + 1,3 EQX - 0,39 EQY$
13. *Combo 13* =  $0,74 D + 0,74 SD - 1,3 EQX + 0,39 EQY$
14. *Combo 14* =  $0,74 D + 0,74 SD - 1,3 EQX - 0,39 EQY$
15. *Combo 15* =  $0,74 D + 0,74 SD + 0,39 EQX + 1,3 EQY$
16. *Combo 16* =  $0,74 D + 0,74 SD + 0,39 EQX - 1,3 EQY$
17. *Combo 17* =  $0,74 D + 0,74 SD - 0,39 EQX + 1,3 EQY$
18. *Combo 18* =  $0,74 D + 0,74 SD - 0,39 EQX - 1,3 EQY$

Dengan :

- D = Beban mati
- SD = Beban mati tambahan pada struktur
- L = Beban Hidup
- EQX = Beban gempa dinamik arah x
- EQY = Beban gempa dinamik arah y

### 5.2.3 Beban mati

Beban mati merupakan keseluruhan berat bahan konstruksi yang terpasang. Mencakup lantai, dinding, atap, plafon, serta komponen arsitektural dan structural lainnya dan peralatan layanan terpasang yang lainnya termasuk berat derek dan sistem pengangkut (SNI 1727-2020). Berikut merupakan analisis beban mati gedung tersebut.

#### a. Lantai

Beban mati pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 sebagai berikut.

**Tabel 5.4 Analisis Beban Mati Pelat Lantai A1**

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m <sup>2</sup> )
	Nilai	Satuan		
Pelat beton	23,544	kN/m <sup>3</sup>	0,13	3,061
Pasir	16,677	kN/m <sup>3</sup>	0,04	0,667
Spesi	20,601	kN/m <sup>3</sup>	0,03	0,618
Keramik	23,544	kN/m <sup>3</sup>	0,01	0,235
Plafon+ Rangka				0,18
Sanitas + Plumbing				0,206
Jumlah Beban Mati (Qd) Lantai A1				4,967

**Tabel 5.5 Analisis Beban Mati Pelat Lantai A1a**

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m <sup>2</sup> )
	Nilai	Satuan		
Pelat beton	23,544	kN/m <sup>3</sup>	0,12	2,825
Pasir	16,677	kN/m <sup>3</sup>	0,04	0,667
Spesi	20,601	kN/m <sup>3</sup>	0,03	0,618
Keramik	23,544	kN/m <sup>3</sup>	0,01	0,235
Ducting AC	0,172	kN/m <sup>3</sup>		0,172
Plafon+ Rangka				0,18
Sanitas + Plumbing				0,206
Jumlah Beban Mati (Qd) Lantai A1a				5,421

## b. Atap

Beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.6 sebagai berikut.

**Tabel 5.6 Analisis Beban Mati Atap**

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m <sup>2</sup> )
	Nilai	Satuan		
Pelat beton	23,544	kN/m <sup>3</sup>	0,12	2,825
Pasir	16,677	kN/m <sup>3</sup>	0,04	0,667
Spesi	20,601	kN/m <sup>3</sup>	0,03	0,618
Ducting AC	0,172	kN/m <sup>3</sup>		0,172
Jumlah Beban Mati (Qd) Atap				4,496

#### 5.2.4 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727-2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain, beban hidup untuk gedung yang difungsikan sebagai laboratorium adalah sebesar 2,87 kN/m<sup>2</sup> untuk lantai dan atap 0,96 kN/m<sup>2</sup> untuk atap.

#### 5.2.5 Beban Gempa

Pembangunan gedung Laboratorium Riset Terpadu UPN “Veteran” Yogyakarta 2023 yang difungsikan sebagai laboratorium pendidikan memiliki tipe tanah termasuk dalam tipe tanah berpasir.

##### 1. Penentuan klasifikasi situs batuan

Penentuan klasifikasi situs batuan mengikuti peraturan dari SNI 1726-2019. Berikut merupakan hasil perhitungan N rata-rata dapat dilihat pada tabel 5.7 sebagai berikut.

**Tabel 5.7 Perhitungan N Rata-rata**

Kedalaman	ti	Titik BH-2	
	(m)	N-SPT	ti/Ini
2	2	11	0,182
4	2	14	0,143
6	2	60	0,033
8	2	60	0,033
10	2	60	0,033
12	2	16	0,125
14	2	48	0,042
16	2	58	0,034
18	2	34	0,059
20	2	51	0,039
22	2	57	0,035
24	2	60	0,033
JUMLAH	24		0,792
$\Sigma N$ rata-rata			30,29

(Sumber: PT. Anugerah Yalapersada, 2023)

Dari Tabel 5.7 didapatkan nilai N rata-rata sebesar 30,29 dimana berdasarkan SNI 1726-2019 termasuk ke dalam kategori tanah sedang (SD)

2. Penentuan spektra percepatan

Penentuan spektra percepatan mengacu pada SNI 1726-2019, sebagaimana dapat dilihat pada Gambar 3.13 Dan 3.14 Sebagai berikut.

$$S_s = 1,17$$

$$S_1 = 0,52$$

3. Penentuan koefisien situs

Penentuan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  mengacu pada SNI 1726-2019 sebagaimana dapat dilihat pada tabel 3.9 dan 3.10 dengan nilai sebagai berikut.

$$F_a = 1,1$$

$$F_v = 1,8$$

4. Perancangan respons spektra

$$S_{Ms} = F_a \times S_s = 1,1 \times 1,17 = 1,24$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,8 \times 0,52 = 0,927$$

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} \times S_{Ms} = \frac{2}{3} \times 1,24 = 0,827$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,927 = 0,618$$

$$T_0 = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{Ds}} = \frac{0,2 \times 0,618}{0,827} = 0,15 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} = \frac{0,618}{0,827} = 0,75$$

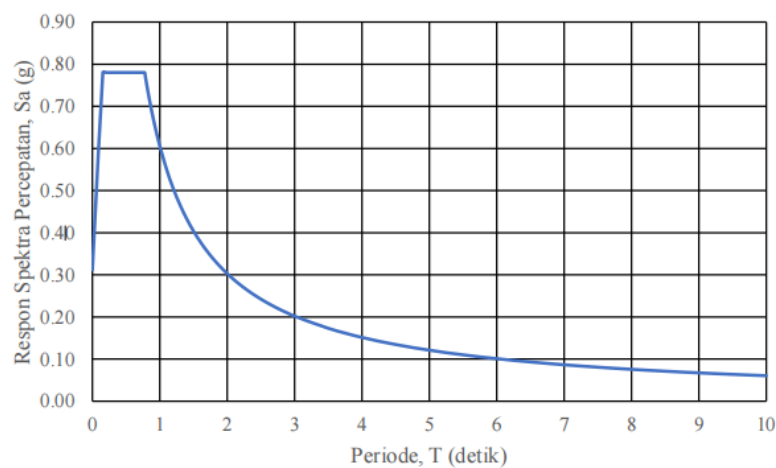
Untuk  $T < T_0$

$$S_a = S_{Ds} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk  $T > T_0$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dari perhitungan tersebut dihasilkan grafik respons spektra yang dapat dilihat pada Gambar 5.4 sebagai berikut.



**Gambar 5.4 Respons Spektra**

5. Periode natural maksimal

a. Penentuan Cu

Berdasarkan ketentuan Ct didapatkan nilai Cu sebagai berikut.

$$S_{D1} = 0,618$$

$$C_u = 1,4$$

b. Penentuan  $T_a$

Berdasarkan ketentuan didapatkan nilai  $C_t$  dan  $x$  sebagai berikut.

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$h = 25,45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T_a &= C_t x h^x \\ &= 0,0466 x 25,45^{0,9} \\ &= 0,9580 \text{ detik} \end{aligned}$$

c. Periode natural maksimal

$$\begin{aligned} T_{\text{-max}} &= C_u x T_a \\ &= 1,4 x 0,8580 \\ &= 1,2012 \text{ detik} \end{aligned}$$

6. Kategori desain seismik

Kategori risiko bangunan = IV (gedung laboratoriu)

Parameter respons spektrum seismik berdasarkan ketentuan sebagai berikut

$$S_{D_s} = 0,827 \geq 0,50$$

$$S_{D_1} = 0,618 \geq 0,20$$

Maka dapat disimpulkan bahwa bangunan tersebut termasuk kategori desain seismik D.

7. Perhitungan beban gempa

$$\text{Faktor keutamaan (I)} = 1,5$$

$$\text{Koefisien modifikasi respon (R)} = 8$$

$$\text{Faktor kuat sistem } (\Omega) = 3$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi} = 5,5$$

a. Menghitung nilai  $T$

$$T_c > C_u T_a \quad \text{maka nilai } T = C_u T_a$$

$$T_a < T_c < C_u T_a \quad \text{maka nilai } T = T_c$$

$$T_c < T_a \quad \text{maka nilai } T = T_a$$

$$T_a = 0,8580 \text{ detik}$$



$$T_{\max} (\text{CuTa}) = 1,2012 \text{ detik}$$

$$T_c (\text{SAP2000}) = 1,2617 \text{ detik}$$

Karena  $T_a < T_c < T_{\max}$ , maka nilai  $T = T_c$

$$T_{\text{pakai}} = 0,8580 \text{ detik}$$

b. Koefisien respons seismik

$$\begin{aligned} C_{S_1} &= \frac{S_{DS}}{R} \\ &= \frac{0,827}{\frac{8}{1,5}} \\ &= 0,1550 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S_2} &= \frac{S_{D1}}{T \times \frac{R}{I}} \\ &= \frac{0,618}{0,858 \times \frac{8}{1,5}} \\ &= 0,1351 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S_3} &= 0,044 \times S_{D1} \times I > 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,618 \times 1,5 \\ &= 0,0546 \end{aligned}$$

$$C_s \text{ pakai} = 0,1351$$

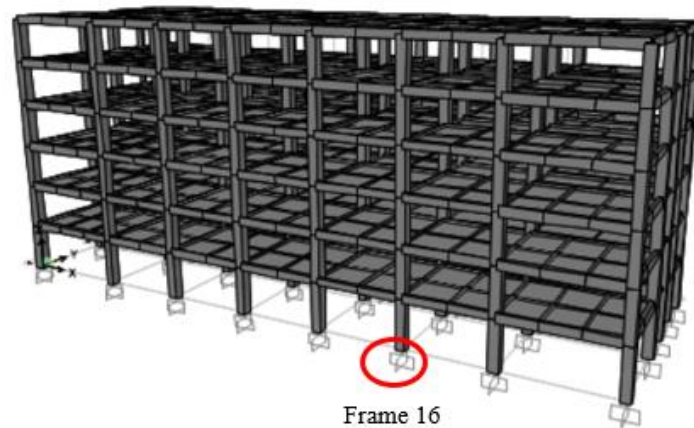
c. Menghitung nilai V-statis

$$\text{Berat bangunan (W)} = 170350,962 \text{ kN}$$

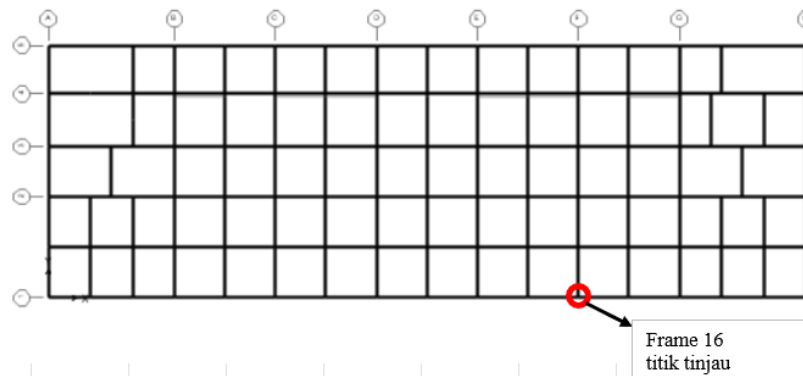
$$\begin{aligned} \text{V-statis} &= C_s \times W \\ &= 0,1351 \times 170350,962 \\ &= 23014,314 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 5.2.6 Output SAP2000

Pemodelan program SAP2000 struktur gedung Laboratorium UPN Veteran Yogyakarta secara tiga dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.10 sebagai berikut.



**Gambar 5.5 Pemodelan SAP 2000**



**Gambar 5.6 Tampak Atas Pemodelan SAP2000**

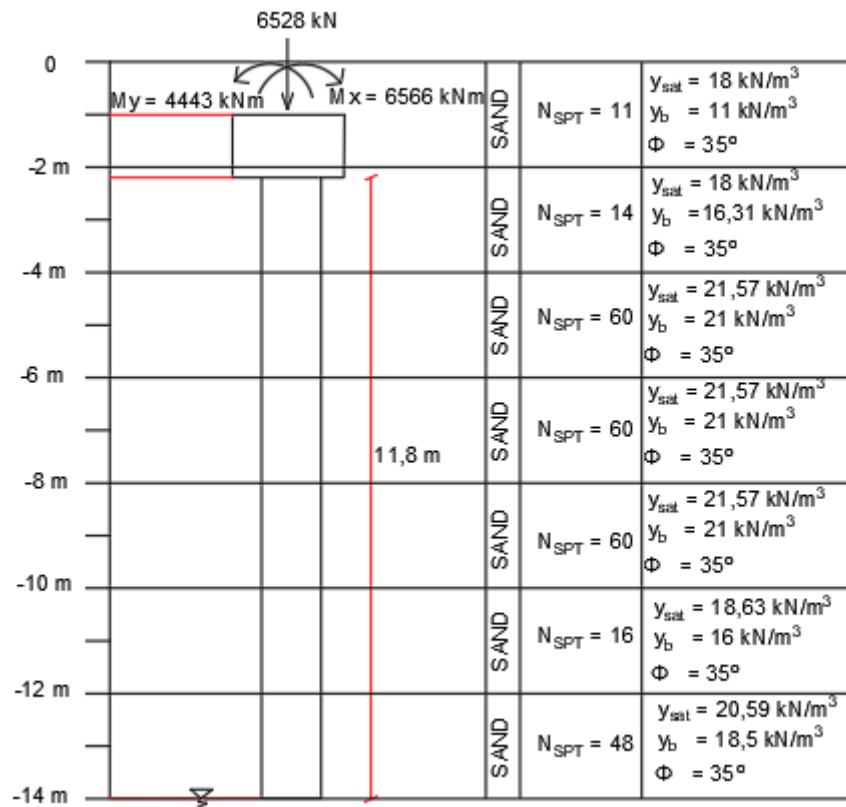
Dari analisis yang dilakukan dengan program SAP 2000 dengan asumsi jepit didapatkan gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang akan digunakan untuk menganalisis fondasi tiang bor, hasil akhir dari program SAP2000 didapatkan gaya-gaya akibat kombinasi pada *Frame 16* sebagai titik tinjau adalah sebagai berikut.

Beban aksial (P) = 6529 kN

Gaya geser (V) = 196,262 kN

Momen arah x ( $M_x$ ) = 6566 kNm

Momen arah y ( $M_y$ ) = 4443 kNm



**Gambar 5.7** Pemodelan Beban Pada Fondasi Tiang

### 5.3 Data Karakteristik Tanah

Berdasarkan hasil dari data yang didapatkan dari proyek Pembangunan Gedung Laboratorium UPN 2023 secara geologis daerah tersebut merupakan daerah dengan tanah berpasir. Hasil data tersebut didapatkan dari penyelidikan tanah di lapangan.

Penyelidikan tanah di lapangan dilakukan dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT). Pengujian dilakukan pada titik BH-2. Pengujian dilakukan dengan interval kedalaman 2 meter. Berikut ini merupakan hasil pengujian SPT dapat dilihat pada Tabel 5.8.

**Tabel 5.8 Hasil Pengujian SPT di titik BH-2**

Kedalaman (m)	N-SPT	C <sub>N</sub>	C <sub>E</sub>	C <sub>B</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>S</sub>	N60
0							
2	11	1,7	1	1	1	1	18,7
4	14	1,7	1	1	1	1	23,8
6	60	1,7	1	1	1	1	102
8	60	1,7	1	1	1	1	102
10	60	1,7	1	1	1	1	102
12	16	1,7	1	1	1	1	27,2
14	48	1,7	1	1	1	1	81,6
16	58	1,7	1	1	1	1	98,6
18	34	1,7	1	1	1	1	57,8
20	51	1,7	1	1	1	1	86,7
22	57	1,7	1	1	1	1	96,9
24	60	1,7	1	1	1	1	102

#### 5.4 Kapasitas Fondasi Tiang Bor Tunggal

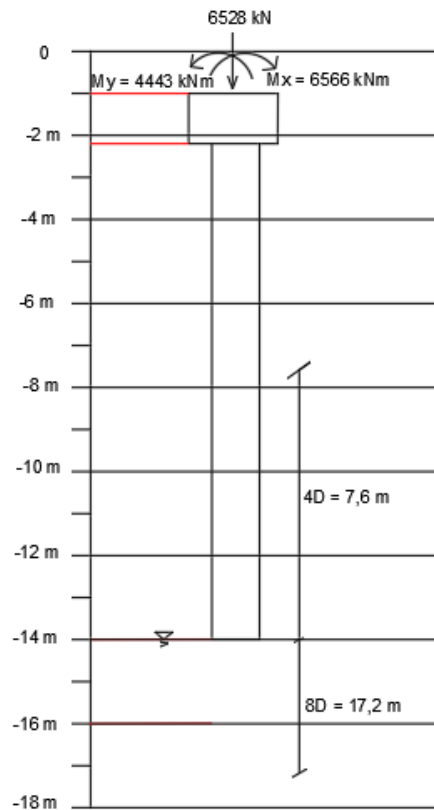
Pada metode ini pemodelan tanah berlapis juga dapat dilihat pada Gambar 5.12 kemudian dihitung dengan tiga metode sebagai perbandingan sebagai berikut.

##### 5.4.1 Metode Meyerhoff

##### 1. Tiang *bored pile* diameter 80 cm

##### a. Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Titik pengujian terletak di titik 98 (*Frame 16*) pada kedalaman 14 meter. Harga NSPT yang digunakan dalam kapasitas dukung ujung tiang diambil nilai rata-rata 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah dasar tiang. Berikut merupakan tabel nilai N60 rata-rata dan ilustrasi gambar tiang



**Gambar 5.8 Ilustrasi kedalaman tiang N60 rata-rata**

**Tabel 5.9 Nilai N60 rata-rata**

Kedalaman (m)	N60	N60 rata rata
7,6	102	88,06
17,2	74,12	

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_p &= 0,4 \times N60' \times \left(\frac{L}{d}\right) \times \sigma_r \leq 0,3 \times N60' \times \sigma_r \\
 &= 0,4 \times 88,06 \times \left(\frac{14}{0,8}\right) \times 100 \leq 0,3 \times 88,06 \times 100 \\
 &= 61642 \leq 2641,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$f_p \text{ pakai} = 2641,8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= f_p \times A_p \\
 &= 2641,8 \times 0,503 \\
 &= 1327,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Dalam perhitungan kapasitas dukung selimut tiang, dihitung per dua meter sampai dengan kedalaman 14 meter.

1) Lapisan 1 (0,00 - 2,2 meter)

$$\text{Tinggi lapisan} = 2,2 \text{ meter}$$

$$\text{N60 lapisan 1} = 19,21$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas selimut tiang (As)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,8 \times 2 \\
 &= 5,53
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{1}{100} \times N60 \times 100 \\
 &= \frac{1}{100} \times 19,21 \times 100 \\
 &= 19,21
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= f_s \times A_s \\
 &= 19,21 \times 5,53 \\
 &= 106,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dihitung hingga lapisan dasar tiang sedalam 14 meter. Berikut merupakan tabel rekapitulasi perhitungan daya dukung selimut tiang.

**Tabel 5.10 Daya Dukung Selimut Tiang ( $Q_s$ ) Diameter 80 cm**

Lapis (m)	t (m)	N60	As (m <sup>2</sup> )	fs	Qs (kN)
0 - 2,2	2,2	19,21	5,529	19,210	106,216
2,2 - 4	1,8	23,80	4,524	23,800	107,669
4 - 6	2	102	5,027	102	512,708
6 - 8	2	102	5,027	102	512,708
8 - 10	2	102	5,027	102	512,708
10 - 12	2	27,2	5,027	102	136,722
12 - 14	2	81,6	5,027	102	410,166
Qs total					2298,897

**Tabel 5.11 Daya Dukung Selimut Tiang (Qs) Diameter 70 cm**

Lapis (m)	t (m)	N60	As (m <sup>2</sup> )	fs	Qs (kN)
0 - 2,2	2,2	19,21	4,8381	19,2	92,939
2,2 - 4	4	23,80	3,9584	23,8	94,210
4 - 6	6	102	4,3982	102,0	448,619
6 - 8	8	102	4,3982	102,0	448,619
8 - 10	10	102	4,3982	102,0	448,619
10 - 12	12	27,2	4,3982	27,2	119,632
12 - 14	14	81,6	4,3982	81,6	358,896
Qs total					2011,535

**Tabel 5.12 Daya Dukung Selimut Tiang (Qs) Diameter 60 cm**

Lapis (m)	t (m)	N60	As (m <sup>2</sup> )	fs	Qs (kN)
0 - 2,2	2,2	19,21	4,1469	19,2	79,662
2,2 - 4	4	23,80	3,3929	23,8	80,751
4 - 6	6	102	3,7699	102,0	384,531
6 - 8	8	102	3,7699	102,0	384,531
8 - 10	10	102	3,7699	102,0	384,531
10 - 12	12	27,2	3,7699	27,2	102,542
12 - 14	14	81,6	3,7699	81,6	307,625
Qs total					1724,173

**Tabel 5.13 Daya Dukung Selimut Tiang (Qs) Diameter 50 cm**

Lapis (m)	t (m)	N60	As (m <sup>2</sup> )	fs	Qs (kN)
0 - 2,2	2,2	19,21	4,1469	19,2	79,662
2,2 - 4	4	23,80	3,3929	23,8	80,751
4 - 6	6	102	3,7699	102,0	384,531
6 - 8	8	102	3,7699	102,0	384,531
8 - 10	10	102	3,7699	102,0	384,531
10 - 12	12	27,2	3,7699	27,2	102,542
12 - 14	14	81,6	3,7699	81,6	307,625
Qs total					1724,173

c. Kapasitas dukung ultimit tiang (Qu)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 1327,910 + 2298,897 \\
 &= 3626,810 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{3626,810}{2} \\ &= 1813,4052 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Kebutuhan tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{6528,87}{1813,405} \\ &= 4 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Dengan langkah perhitungan seperti di atas, berikut didapatkan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung menggunakan metode Meyerhoff berdasarkan data SPT yang dapat dilihat pada Tabel 5.14 sebagai berikut.

**Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhoff**

Diamater	80 cm	70 cm	60 cm	50 cm
Qp	1327,914	1016,684	746,951	518,716
Qs	2298,897	2011,535	1724,173	1436,811
Qu	3626,810	3028,219	2471,124	1955,527
Qall	1813,405	1514,109	1235,562	977,763
Jumlah tiang (n)	4	4	5	7

#### 5.4.2 Metode Reese and O'neil

Perhitungan yang dilakukan berdasarkan dengan pemodelan tanah berlapis seperti pada Gambar 5. kemudian dihitung dengan menggunakan metode Reese & O'neil sebagai berikut.

1. Tiang bor diameter 80 cm
  - a. Kapasitas dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\ &= 0,503 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- b. Tahanan ujung netto per satuan luas



$$\begin{aligned}
 f_b &= 0,6 \times N60' \times \sigma_r \\
 &= 0,6 \times 88,06 \times 100 \\
 &= 5283 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Tahanan ujung ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_p \times f_b \\
 &= 0,503 \times 5283 \\
 &= 2655,827 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Tahanan gesek ultimit

Perhitungan tahanan gesek ultimit tiang dilakukan per 2 meter setiap lapisan tanah hingga kedalaman 14 meter.

1) Luas selimut tiang

a. Lapisan 1 kedalaman 0,00 hingga -2,20 m

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 2,2 \text{ m} \\
 A_s &= \pi \times d \times h_1 \\
 &= \pi \times 0,8 \times 2,2 \\
 &= 4,423 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

b. Lapisan 1 kedalaman -2,20 m hingga -4,00 m

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 1,8 \text{ m} \\
 A_s &= \pi \times d \times h_1 \\
 &= \pi \times 0,8 \times 1,8 \\
 &= 3,619 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

c. Lapisan 1 kedalaman -4,00 m hingga -6,00 m

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 2 \text{ m} \\
 A_s &= \pi \times d \times h_1 \\
 &= \pi \times 0,8 \times 2 \\
 &= 4,021 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

d. Lapisan 1 kedalaman -6,00 m hingga -8,00 m

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 2 \text{ m} \\
 A_s &= \pi \times d \times h_1 \\
 &= \pi \times 0,8 \times 2 \\
 &= 4,021 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

e. Lapisan 1 kedalaman -8,00 m hingga -10,00 m

$$h1 = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} As &= \pi \times d \times h1 \\ &= \pi \times 0,8 \times 2 \\ &= 4,021 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

f. Lapisan 1 kedalaman -10,00 m hingga -12,00 m

$$h1 = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} As &= \pi \times d \times h1 \\ &= \pi \times 0,8 \times 2 \\ &= 4,021 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

g. Lapisan 1 kedalaman -12,00 m hingga -14,00 m

$$h1 = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} As &= \pi \times d \times h1 \\ &= \pi \times 0,8 \times 2 \\ &= 4,021 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

2) Tekanan *overbuden* lapisan tanah

Perhitungan tekanan *overbuden* dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

a. lapisan 0,00 meter hingga -2,2 meter

$$h1 = 2,2 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p'_1 &= h1 \times \gamma_b \\ &= 2,2 \times 18 \\ &= 39,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

b. lapisan -2,2 meter hingga -4,00 meter

$$h2 = 1,8 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} p'_2 &= h1 \times \gamma_b \\ &= 1,8 \times 18 \\ &= 32,4 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

c. lapisan -4,00 meter hingga -6,00 meter

$$\begin{aligned}
 h_3 &= 2 \text{ m} \\
 \gamma_b &= 21 \text{ kN/m}^3 \\
 p'_3 &= h_2 \times \gamma_b \\
 &= 2 \times 21 \\
 &= 42 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

d. lapisan -6,00 meter hingga -8,00 meter

$$\begin{aligned}
 h_4 &= 2 \text{ m} \\
 \gamma_b &= 21 \text{ kN/m}^3 \\
 p'_4 &= h_2 \times \gamma_b \\
 &= 2 \times 21 \\
 &= 42 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 42 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

e. lapisan -8,00 meter hingga -10,00 meter

$$\begin{aligned}
 h_5 &= 2 \text{ m} \\
 \gamma_b &= 21 \text{ kN/m}^3 \\
 p'_5 &= h_2 \times \gamma_b \\
 &= 2 \times 21 \\
 &= 42 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

f. lapisan -10,00 meter hingga -12,00 meter

$$\begin{aligned}
 h_6 &= 2 \text{ m} \\
 \gamma_b &= 16 \text{ kN/m}^3 \\
 p'_6 &= h_5 \times \gamma_b \\
 &= 2 \times 16 \\
 &= 32 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

f. lapisan -12,00 meter hingga -14,00 meter

$$\begin{aligned}
 h_7 &= 2 \text{ m} \\
 \gamma_b &= 18,5 \text{ kN/m}^3 \\
 p'_7 &= h_6 \times \gamma_b \\
 &= 2 \times 18,5 \\
 &= 37 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

3) Tekanan rata-rata *overburden*

Tekanan rata-rata *overburden* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

- a. Lapisan 1 0,00 meter hingga -2,20 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x p'1 \\ &= \frac{1}{2} x 39,6 \\ &= 19,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- b. Lapisan 1 -2,20 meter hingga -4,00 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x (p'1 + p'2) \\ &= \frac{1}{2} x (39,6 + 32,4) \\ &= 36 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- c. Lapisan 2 -4,00 meter hingga -6,00 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x (p'2 + p'3) \\ &= \frac{1}{2} x (32,4 + 42) \\ &= 37,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- d. Lapisan 3 -6,00meter hingga -8,00 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x (p'3 + p'4) \\ &= \frac{1}{2} x (42 + 42) \\ &= 43 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- e. Lapisan 4 -8,00 meter hingga -10,00 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x (p'4 + p'5) \\ &= \frac{1}{2} x (42 + 42) \\ &= 42 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- f. Lapisan 5 -10,00 meter hingga -12,00 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x (p'5 + p'6) \\ &= \frac{1}{2} x (42 + 32) \end{aligned}$$

$$= 37 \text{ kN/m}^2$$

g. Lapisan 1 -12,00 meter hingga -16,00 meter

$$\begin{aligned} p'_{\text{rata-rata}} &= \frac{1}{2} x (p'6 + p'7) \\ &= \frac{1}{2} x (32 + 37) \\ &= 34,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4) Koefisien  $\beta$

Perhitungan koefisien  $\beta$  tiap lapisan dihitung menggunakan persamaan 3. Karena  $N60 > 15$ .

a. lapisan 1 -2,2 meter hingga -4,00 meter

$$\begin{aligned} z &= 0 + \frac{2,2-0}{2} \\ &= 1,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 1,50 - 0,245 \sqrt{z} \\ &= 1,50 - 0,245 \sqrt{1,1} \\ &= 1,243 \end{aligned}$$

b. lapisan 1 -2,2 meter hingga -4,00 meter

$$\begin{aligned} z &= 2,2 + \frac{4-1,2}{2} \\ &= 3,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 1,50 - 0,245 \sqrt{z} \\ &= 1,50 - 0,245 \sqrt{3,1} \\ &= 1,069 \end{aligned}$$

c. lapisan 2 -4,00 meter hingga -6,00 meter

$$z = 4,00 + \frac{6,00-4,00}{2}$$

$$= 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 1,50 - 0,245 \sqrt{z} \\ &= 1,50 - 0,245 \sqrt{5} \\ &= 0,952\end{aligned}$$

d. lapisan 3 -6,00 meter hingga -8,00 meter

$$\begin{aligned}z &= 6,00 + \frac{8,00-6,00}{2} \\ &= 7 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 1,50 - 0,245 \sqrt{z} \\ &= 1,50 - 0,245 \sqrt{7} \\ &= 0,852\end{aligned}$$

e. lapisan 4 -8,00 meter hingga -10,00 meter

$$\begin{aligned}z &= 8,00 + \frac{10,00-8,00}{2} \\ &= 9 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 1,50 - 0,245 \sqrt{z} \\ &= 1,50 - 0,245 \sqrt{9} \\ &= 0,765\end{aligned}$$

f. lapisan 5 -10,00 meter hingga -12,00 meter

$$\begin{aligned}z &= 10,00 + \frac{12,00-10,00}{2} \\ &= 11 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\beta = 1,50 - 0,245 \sqrt{z}$$

$$= 1,50 - 0,245 \sqrt{11}$$

$$= 0,687$$

g. lapisan 6 -12,00 meter hingga -14,00 meter

$$z = 12,00 + \frac{14,00 - 12,00}{2}$$

$$= 13 \text{ m}$$

$$\beta = 1,50 - 0,245 \sqrt{z}$$

$$= 1,50 - 0,245 \sqrt{13}$$

$$= 0,617$$

5) Tahanan gesek ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan 3. sebagai berikut.

a. Lapisan 1 -2,20 meter hingga -4,00 meter

$$Q_s = A_s \times \beta \times P'_{rata - rata}$$

$$= 4,423 \times 1,243 \times 19,8$$

$$= 108,869 \text{ kN}$$

b. Lapisan 2 -2,20 meter hingga -4,00 meter

$$Q_s = A_s \times \beta \times P'_{rata - rata}$$

$$= 3,619 \times 1,069 \times 36$$

$$= 139,230 \text{ kN}$$

Dan seterusnya dihitung dengan persamaan tersebut, di setiap lapisan hingga kedalaman -14,00 m. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan tahanan gesek ultimit.

**Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Gesek Ultimit**

Qs				
Diameter	0,8	0,7	0,6	0,5
Lapisan 1	108,869	83,353	61,239	42,5269
Lapisan 2	139,230	47,969	62,654	24,4741
Lapisan 3	127,419	61,561	80,406	31,4087
Lapisan 4	129,202	55,072	71,930	28,0978
Lapisan 5	116,101	49,460	64,601	25,2348
Lapisan 6	91,747	33,863	44,229	17,2769
Lapisan 7	208,099	35,122	39,675	15,4979
Total Qs	618,774	473,749	348,061	241,709

## 6) Kapasitas dukung tiang bor

Perhitungan kapasitas dukung tiang bor dihitung menggunakan persamaan 3. Sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 2655,827 + 920,668 \\
 &= 3576,495 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{3576,495}{2} \\
 &= 1788,248 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 7) Kebutuhan tiang bor

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{6528,867}{1788,248} \\
 &= 4 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$



Perhitungan menggunakan metode Reese & O'Neil dilakukan dengan cara yang sama pada diameter 0,7 m, 0,6 m, dan 0,5 m. Rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.16 sebagai berikut.

**Tabel 5.16 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & O'Neil**

Diameter (m)	0,8	0,7	0,6	0,5
Qp (kN)	2655,827	2033,368	1493,903	1037,432
Qs (kN)	920,668	366,400	424,734	184,517
Qu (kN)	3576,495	2399,767	1918,636	1221,950
Qall (kN)	1788,248	1199,884	959,318	610,975
Jumlah tiang	4	5	7	11

#### 5.4.3 Metode Reese & Wright

Perhitungan yang dilakukan berdasarkan dengan pemodelan tanah berlapis seperti pada Gambar 5.12 kemudian dihitung dengan menggunakan metode Reese & Wright sebagai berikut.

##### 1. Tiang borpile diameter 80 cm

###### a. Kapasitas dukung ujung tiang

Ujung tiang borpile terletak pada tanah berpasir maka perhitungan kapasitas ujung tiang dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8 \\ &= 0,503 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= 40 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Gambar 3.3)} \\ &= 3920 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 3920 \times 0,503 \\ &= 1970,407 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung ujung selimut

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sesuai dengan lapisan tanah hingga kedalaman 14 meter.

1) Lapisan 1 (0,0 - 2,2)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (L)} &= 2,2 \text{ m} \\
 \text{N-SPT lapisan 1} &= 11 \\
 \text{Nilai } f_s &= 0,3 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Gambar 3.3)} \\
 &= 29,400 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,8 \\
 &= 2,513 \text{ m} \\
 Q_{s1} &= L \times f_s \times K \\
 &= 2,2 \times 29,400 \times 2,513 \\
 &= 162,559 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (2,2 – 4,00)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (L)} &= 1,8 \text{ m} \\
 \text{N-SPT lapisan 1} &= 14 \\
 \text{Nilai } f_s &= 0,5 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Gambar 3.3)} \\
 &= 49 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,8 \\
 &= 2,513 \text{ m} \\
 Q_{s2} &= L \times f_s \times K \\
 &= 1,8 \times 49 \times 2,513 \\
 &= 221,671 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Lapisan 3 (4,00 – 6,00)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (L)} &= 2 \text{ m} \\
 \text{N-SPT lapisan 1} &= 60
 \end{aligned}$$

Nilai $f_s$	$= 1,151 \text{ kg/cm}^3$ (Gambar 3.3)
	$= 147,98 \text{ kN/m}^3$
Keliling tiang (P)	$= \pi \times D$
	$= \pi \times 0,8$
	$= 2,513 \text{ m}$
$Q_{s3}$	$= L \times f_s \times K$
	$= 2 \times 147,98 \times 2,513$
	$= 743,829 \text{ kN}$
4) Lapisan 4 (6,00 – 8,00)	
Tinggi lapisan (L)	$= 2 \text{ m}$
N-SPT lapisan 1	$= 60$
Nilai $f_s$	$= 1,151 \text{ kg/cm}^3$ (Gambar 3.3)
	$= 147,98 \text{ kN/m}^3$
Keliling tiang (P)	$= \pi \times D$
	$= \pi \times 0,8$
	$= 2,513 \text{ m}$
$Q_{s4}$	$= L \times f_s \times K$
	$= 2 \times 147,98 \times 2,513$
	$= 743,829 \text{ kN}$
5) Lapisan 5 (8,00 – 10,00)	
Tinggi lapisan (L)	$= 2 \text{ m}$
N-SPT lapisan 1	$= 60$
Nilai $f_s$	$= 1,151 \text{ kg/cm}^3$ (Gambar 3.3)
	$= 147,98 \text{ kN/m}^3$
Keliling tiang (P)	$= \pi \times D$
	$= \pi \times 0,8$
	$= 2,513 \text{ m}$
$Q_{s5}$	$= L \times f_s \times K$
	$= 2 \times 147,98 \times 2,513$
	$= 743,829 \text{ kN}$
6) Lapisan 6 (10,00 – 12,00)	

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{N-SPT lapisan 1} = 16$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= 0,44 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Gambar 3.3)} \\ &= 43,120 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,8 \\ &= 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s6} &= L \times f_s \times K \\ &= 2 \times 43,120 \times 2,513 \\ &= 216,745 \text{ kN} \end{aligned}$$

7) Lapisan 7 (12,00 – 14,00)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{N-SPT lapisan 1} = 48$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= 1,4 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Gambar 3.3)} \\ &= 137,20 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,8 \\ &= 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s7} &= L \times f_s \times K \\ &= 2 \times 137,20 \times 2,513 \\ &= 689,642 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s \text{ total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5} + Q_{s6} + Q_{s7} \\ &= 162,559 + 221,671 + 743,829 + 743,829 + 743,829 \\ &\quad + 216,745 + 689,642 \\ &= 3522,102 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung Ultimit tiang ( $Q_u$ )

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 1970,407 + 3522,102 \\ &= 5492,509 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

$$\begin{aligned} S_f &= 2 \\ Q_{all} &= \frac{Q_u}{S_f} \\ &= \frac{3393,352}{2} \\ &= 2746,255 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang ( $n$ )

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{6529}{1696,676} \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dihitung dengan cara yang sama seperti cara diatas, berikut rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung dengan metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.17 sebagai berikut.

**Tabel 5.17 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright**

Diamater	80 cm	70 cm	60 cm	50 cm
$Q_p$	1970,407	1508,593	1108,354	769,690
$Q_s$	3522,102	3081,840	2641,577	2201,314
$Q_u$	5492,509	4590,432	3749,931	2971,004
$Q_{all}$	2746,255	2295,216	1874,965	1485,502
Jumlah tiang ( $n$ )	4	4	5	7

### 5.5 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor

Berdasarkan data pembebanan dan momen pada Pembangunan Gedung Laboratorium UPN Yogyakarta didapatkan beban aksial ( $P$ ) sebesar 6528,867 kN. Nilai tersebut akan digunakan untuk analisis perhitungan control tiang bor menggunakan 3 metode sebagai berikut.

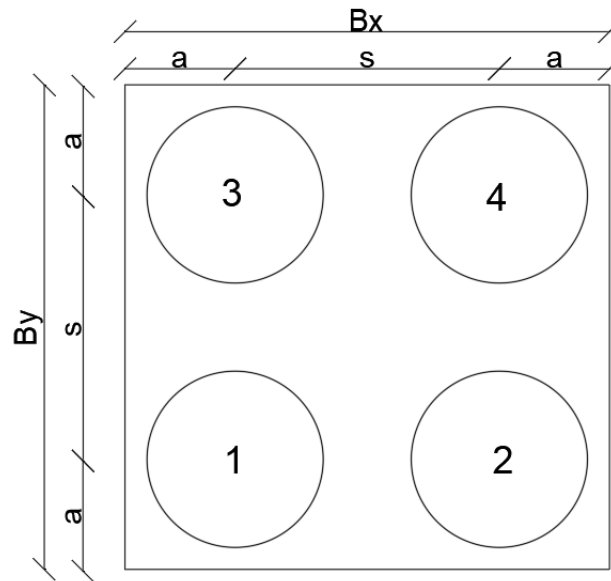
#### 5.5.1 Metode Meyerhoff

a. Jumlah tiang

$$n = 4 \text{ tiang}$$

b. Susunan tiang rencana

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah 4 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.13 sebagai berikut.



**Gambar 5.9 Susunan Tiang Metode Meyerhoff Diameter 0,8 m**

$$a = 1 \text{ m}$$

$$s = 2,4 \text{ m}$$

$$B_x = 4,4 \text{ m}$$

$$B_y = 4,4 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$E_g = 1$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 1813,405 \text{ kN}$$

$$n = 4 \text{ tiang}$$

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 4 \times 1813,405 \times 1$$

$$= 6528,867 \text{ kN}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,503 \text{ m}^2 \\
 A_s &= (2 \times B_x + 2 \times B_y) \times t \\
 &= (2 \times 4,4 + 2 \times 4,4) \times 1,2 \\
 &= 21,12 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= n \times A_p \times q_p \times E_g \\
 &= 4 \times 0,503 \times 1259 \times 1 \\
 &= 2604 \text{ kN} \\
 Q_s &= n \times A_s \times q_s \times E_g \\
 &= 4 \times 21,12 \times 2298 \times 1 \\
 &= 194211 \text{ kN} \\
 Q_{ug} &= Q_p + Q_s \\
 &= 2604 + 194211 \\
 &= 1912344 \text{ kN} \\
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 1912344 \text{ kN} &\geq 6528 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung blok tiang sebesar 1912344 kN lebih kecil dari beban aksial sebesar 6528kN maka fondasi aman terhadap beban rencana.

Perhitungan tersebut dilakukan dengan tahapan yang sama pada metode Reese & O'Neil dan Reese & Wright dengan rekapitulasi dapat dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut.

**Tabel 5. 18 Rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung blok tiang**

Metode	D	Qp	Qs	Qug	Qg
MEYERHOF	0,8	2604,439	1909740	1912344	6528,867
	0,7	1526,674	149078,9	150605,5	6528,867
	0,6	1030,076	142306,3	143336,4	6528,867
	0,5	695,4601	174038	174733,4	6528,867
REESE & WRIGHT	0,8	3961,738	194210,8	198172,5	6528,867
	0,7	2322,298	148692,6	151014,9	6528,867
	0,6	1566,898	111726,4	113293,3	6528,867
	0,5	906,7699	95174,33	96081,1	6528,867
REESE & ONEIL	0,8	5208,877	71928,28	77137,16	6529,867
	0,7	3816,685	61969,5	65786,18	6530,867
	0,6	2884,212	115213,9	118098,1	6531,867
	0,5	2185,732	76476,48	78662,21	6532,867

d. Analisis distribusi beban ke tiap tiang bor

Analisis distribusi beban ke tiap tiang bor berfungsi untuk menghitung nilai P terbesar yang akan digunakan dalam perhitungan analisis kekuatan tiang. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut.

**Tabel 5.19 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor**

No.	xi	yi	x2	y2
1	-1,20	-1,20	1,44	1,44
2	1,20	-1,20	1,44	1,44
3	-1,20	1,20	1,44	1,44
4	1,20	1,20	1,44	1,44
TOTAL			5,76	5,76

$$M_x = 6566,529$$

$$M_y = 4118,31$$

$$P_i = \frac{\sum Pt}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{6641,56}{4} + \frac{4118,31 \times 1,2}{5,76} + \frac{6566,529 \times 1,2}{5,76}$$

$$= 3886,40 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{6641,56}{4} + \frac{4118,31 \times -1,2}{5,76} + \frac{6566,529 \times -1,2}{5,76}$$

$$= -565,62 \text{ kN}$$



## e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 3886,40 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$$

$$= 0,503 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{3886,40}{0,503}$$

$$= 7731,75 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ijin} = 28 \text{ Mpa}$$

$$= 28000 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 7731,75 \text{ kN} \leq \sigma_{ijin} = 28000 \text{ (AMAN)}$$

Perhitungan tersebut dilakukan dengan tahapan yang sama pada metode Reese & O'Neil dan Reese & Wright dengan rekapitulasi dapat dilihat pada Tabel 5.19 sebagai berikut.

**Tabel 5.20 Rekapitulasi Kekuatan Tiang**

Metode	D (m)	P (kN)	A (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>3</sup> )	$\sigma$ ijin (kg/cm <sup>3</sup> )	$\sigma$ cek
Meyerhoff	0,8	3886,40	0,502655	77,32	28000	AMAN
	0,7	4194,34	0,384845	108,99	28000	AMAN
	0,6	3425,56	0,282743	121,1544	28000	AMAN
	0,5	3116,72	0,19635	158,7334	28000	AMAN
Reese & Wright	0,8	4118,31	0,502655	77,31746	28000	AMAN
	0,7	4197,80	0,384845	109,0776	28000	AMAN
	0,6	4616,08	0,282743	163,2603	28000	AMAN
	0,5	5204,84	0,19635	265,0801	28000	AMAN
Reese & O'Neil	0,8	3886,40	0,502655	77,31746	28000	AMAN
	0,7	3430,68	0,384845	89,14448	28000	AMAN
	0,6	2759,11	0,282743	97,5837	28000	AMAN
	0,5	1545,51	0,19635	78,71221	28000	AMAN

## 5.6 Penurunan Fondasi Tiang Bor

Menurut Poulos dan Davis (1980) penurunan jangka panjang untuk fondasi tiang tunggal tidak perlu ditinjau karena penurunan tiang akibat konsolidasi dari tanah relatif kecil. Ini dikarenakan fondasi tiang direncanakan terhadap kuat dukung ujung dan kuat dukung friksinya atau penjumlahan dari keduanya (Hardiyatmo, 2002)

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Maka untuk perhitungan penurunan tiang tunggal diperhitungkan dengan cara sebagai berikut.

### 5.6.1 Penurunan Tiang Tunggal Diameter 80 cm

#### 1. Perkiraan penurunan tiang apung atau friksi

$$\text{Beban yang bekerja} = 6528,867 \text{ kN (hasil dari SAP 2000)}$$

$$\text{Modulus elastisitas tanah (Es)} = 49033,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas tanah didasar tiang (Eb)} &= 5 \cdot Es \\ &= 5 \cdot 49033,25 \\ &= 245166,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas bahan tiang (Ep)} &= 4700 \sqrt{F'c} \\ &= 4700 \sqrt{28} \\ &= 24870062 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } \frac{db}{d} = \frac{0,8}{0,8} = 1, \text{ diameter ujung dan atas sama besar.}$$

$$\text{Untuk } \frac{L}{d} = \frac{11,8}{0,8} = 14,75$$

Dari masing masing grafik diperoleh:

$$I_o = 0,1 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 14,75, \frac{db}{d} = 1) \text{ (Gambar 3.8)}$$

$$R_\mu = 0,93 \text{ (untuk } \mu_s = 0,3, K = 2028,83 \text{ (Gambar 3.11))}$$

$$R_k = 0,8 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 14,75, K = 2028,83) \text{ (Gambar 3.9)}$$

$$R_h = 0,3 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 14,75, \frac{L}{h} = 0,983) \text{ (Gambar 3.10)}$$

$$R_b = 0,42 \text{ (untuk } \frac{L}{d} = 14,75, \frac{Eb}{Es} = 5, K = 2028,83) \text{ (Gambar 3.12)}$$

Maka diperoleh penurunan tiang apung atau friksi

$$\begin{aligned} I &= I_o \times Rk \times Rh \times R\mu \\ &= 0,1 \times 0,8 \times 0,3 \times 0,93 \\ &= 0,0223 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q.I}{Es.D} \\ &= \frac{6528,867 \times 0,0223}{49033,05 \times 0,8} \\ &= 0,0037 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Perkiraan penurunan tiang dukung ujung

$$\begin{aligned} I &= I_o \times Rk \times Rb \times R\mu \\ &= 0,1 \times 0,8 \times 0,42 \times 0,93 \\ &= 0,03125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{Q.I}{Es.D} \\ &= \frac{6528,867 \times 0,03125}{49033,05 \times 0,8} \\ &= 0,0052 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Penurunan total

$$\begin{aligned} S &= S \text{ friksi} + S \text{ ujung tiang} \\ &= 0,0037 + 0,0052 \\ &= 0,0089 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya memiliki cara yang sama seperti di atas, maka hasil dari perhitungan untuk diameter selanjutnya terapat pada tabel 5.30 sebagai berikut.

**Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal**

	Diameter			
	80 cm	70 cm	60 cm	50 cm
Beban yang bekerja (Q) (kN)	6528,867	6528,867	6528,867	6528,867
Modulus elastisitas tanah (Es) (kN/m)	49033,25	49033,25	49033,25	49033,25
Modulus elastisitas tanah di dasar tiang (Eb) (kN/m)	245166,25	245166,25	245166,25	245166,25
Modulus elastisitas bahan tiang (Ep) (kPa)	24870062	24870062	24870062	24870062
Faktor penurunan (Io)	0,1	0,12	0,09	0,09
Faktor koreksi kompresi (Rk)	0,8	0,5	0,8	0,8
Faktor koreksi angka poisson $R\mu$	0,93	0,93	0,93	0,93
Faktor koreksi kedalaman Rh	0,3	0,56	0,59	0,7
Faktor koreksi kekakuan lapisan pendukung Rb	0,42	0,42	0,42	0,42
I untuk tiang friksi	0,0223	0,0312	0,0395	0,0469
Penurunan tiang apung atau friksi (S) (m)	0,0037	0,0059	0,0088	0,0125
I untuk ujung tiang	0,03125	0,02344	0,02812	0,02812
Penurunan ujung tiang (S) (m)	0,0052	0,0045	0,0062	0,0075
Penurunan total (S) (m)	0,0089	0,0104	0,0150	0,0200

### 5.7.2 Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan kelompok tiang dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Berdasarkan Gambar 5.12 Ujung tiang berada pada lapisan tanah pasir, maka perhitungan penurunan tiang kelompok adalah sebagai berikut.

#### 1. Penurunan Kelompok Tiang Diameter 80 cm

Dengan distribusi pembebanan pada kelompok tiang, maka perhitungan penurunan pada kelompok tiang dihitung sebagai berikut.

$$S = 0,0089 \text{ m}$$

$$Bg = 4,4 \text{ m}$$

$$Sg = S \times \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$= 0,0089 \times \sqrt{\frac{4,4}{0,8}}$$

$$= 0,02091 \text{ m}$$

**Tabel 5. 22 Rekapitulasi Penurunan Tiang Kelompok**

Diameter	Penurunan Tiang			
	0,8	0,7	0,6	0,5
S(m)	0,0089	0,0104	0,0150	0,0200
Sg (m)	0,0209	0,0244	0,0352	0,0468

Penurunan maksimum dapat di hitung dengan ketepatan yang memadai, pada umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan yang diizinkan dengan penurunan maksimum.

Dimana syarat perbandingan penurunan yang aman yaitu  $S_{total} \leq S_{izin}$  untuk penurunan izin pada kelompok tiang sebagai berikut.

$$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600}$$

$$= 15 + \frac{80}{600}$$

$$= 0,1513 \text{ m}$$

**Tabel 5.23 Rekapitulasi Penurunan Tiang Yang Diizinkan**

Diameter (m)	0,8	0,7	0,6	0,5
$S_{izin}$	0,1513	0,1512	0,1510	0,1508

### 5.7 Analisis Fondasi dengan Program Plaxis 2D

Analisis dengan PLAXIS 2D V22, merupakan simulasi pembebanan fondasi tiang sesuai dengan keadaan di lapangan. Pada proyek Pembangunan Laboratorium UPN Yogyakarta tersebut analisis dilakukan dengan desain fondasi jenis tiang bor dengan diameter 80 cm, 70 cm, 60 cm, dan 50 cm dengan panjang fondasi 11,8 m yang dibeban oleh kolom portal utama di atasnya sebesar 6528,867 kN (hasil SAP 2000).

#### 5.7.1 Input Data Tanah

Pada analisis fondasi menggunakan PLAXIS 2D terdapat parameter tanah yang di gunakan. Data tanah ini mencakup data-data yang didapatkan dari uji SPT yang dilakukan di lapangan. Input data tanah ini merupakan tahap krusial karena

menentukan keakuratan hasil perhitungan dengan harapan hasil simulasi dapat mendekati kondisi sebenarnya dan dapat digunakan untuk dasar dalam mengambil keputusan Teknik. Berikut merupakan data yang harus di input dalam proses analisis.

**Tabel 5.24 Data *Input Soil Properties***

No	Data Input	Lapis 1	Lapis 2	Lapis 3	Lapis 4	Lapis 5
1	Berat jenis tanah sat ( $\gamma_{sat}$ ) ( $\text{kN/m}^3$ )	18	18	21,57	18,63	20,59
2	Berat jenis tanah unsat ( $\gamma_{unsat}$ ) ( $\text{kN/m}^3$ )	11	16,32	21	16	18,5
3	Modulus elastisitas ( $E_{ref}$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )	100000	100000	100000	100000	100000
4	Poisson ratio ( $\nu$ )	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
5	Kohesi tanah ( $c$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )	6,6	8,4	36	9,6	28,8
6	Sudut geser dalam ( $\phi$ )	35 °	35 °	35 °	35 °	35 °

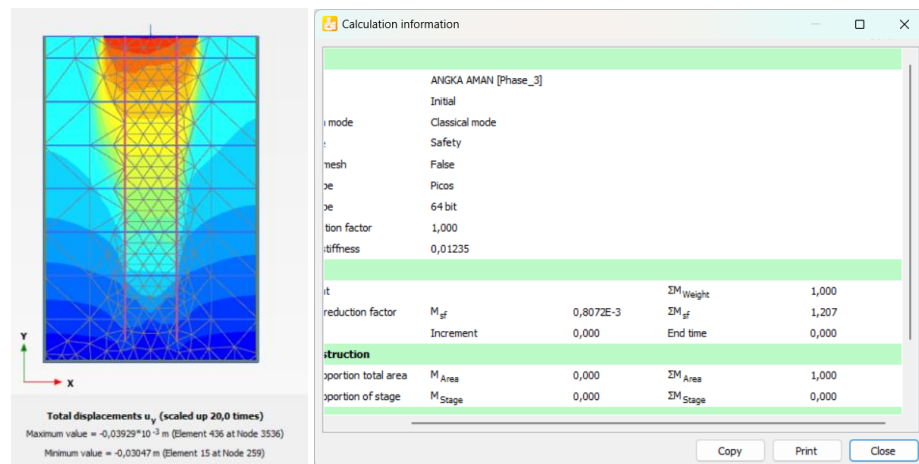
**Tabel 5. 25 Data *Input Pile dengan Embeded Beam***

No	Data Input	Nilai
1	Berat jenis beton	24 $\text{kN/m}^3$
2	Modulus elastisitas beton ( $E_{ref}$ )	24870062,32 $\text{kN/m}^2$
3	Poisson ratio ( $\nu$ )	0,3

### 5.7.2 *Output Plaxis*

*Output* penurunan menunjukkan perubahan ketinggian atau pergerakan tanah sepanjang struktur atau area tertentu. Hal ini penting untuk menilai deformasi yang terjadi akibat beban struktural di atasnya. Hasil dari analisis disajikan dalam bentuk grafik atau laporan numerik yang dapat dilihat pada gambar berikut.

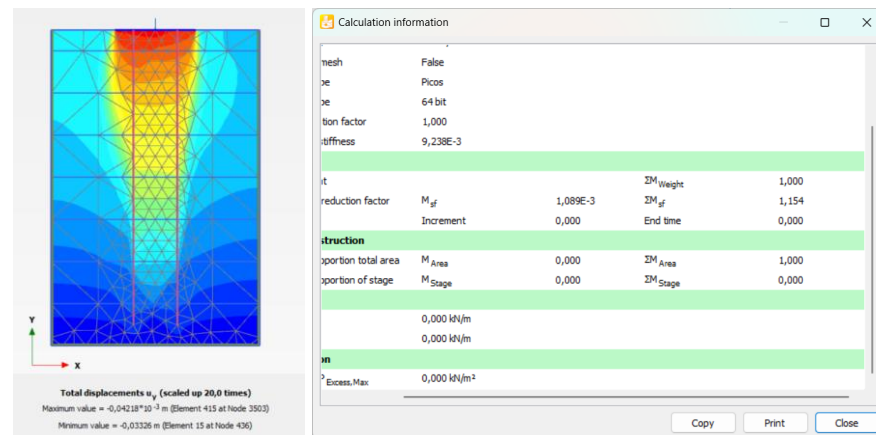
### 1. Meyerhoff diameter 0,8 m



**Gambar 5.10 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,8 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Meyerhoff dengan diameter 0,8 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03047 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,207.

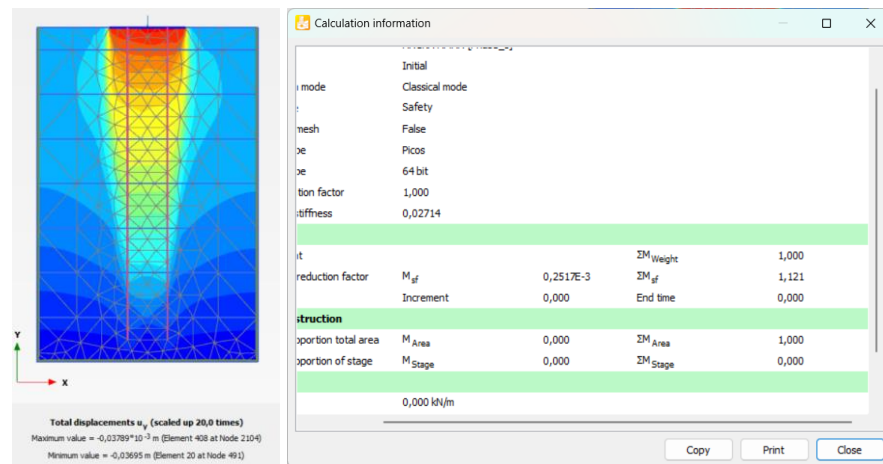
### 2. Meyerhoff diameter 0,7m



**Gambar 5. 11 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,7 m**

Pada hasil PLAXIS 2D metode Meyerhoff dengan diameter 0,7 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03326 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,154.

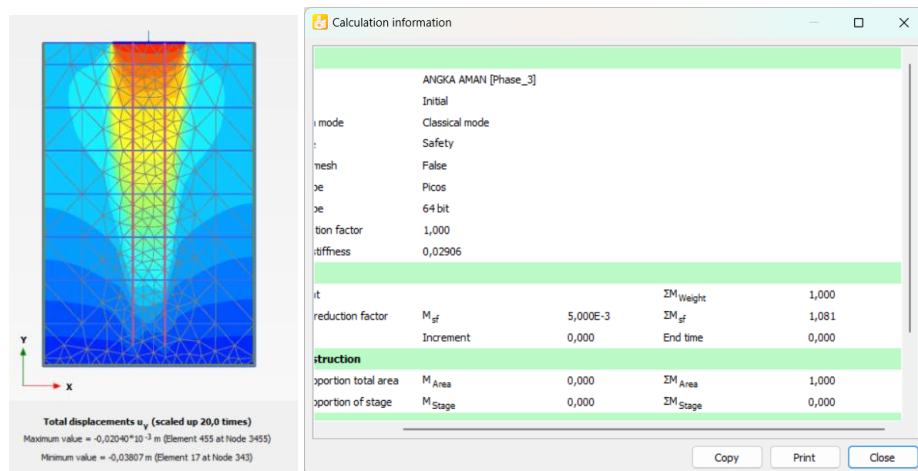
### 3. Meyerhoff diameter 0,6 m



**Gambar 5. 12 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,6 m**

Pada hasil PLAXIS 2D metode Meyerhoff dengan diameter 0,6 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03695 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,121.

### 4. Meyerhoff diameter 0,5 m

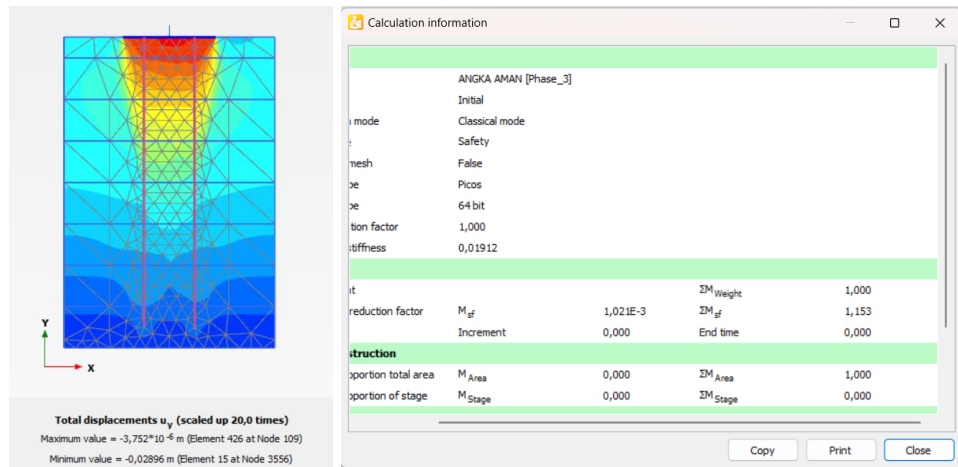


**Gambar 5. 13 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhoff 0,5 m**

Pada hasil PLAXIS 2D metode Meyerhoff dengan diameter 0,5 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03807 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,081.



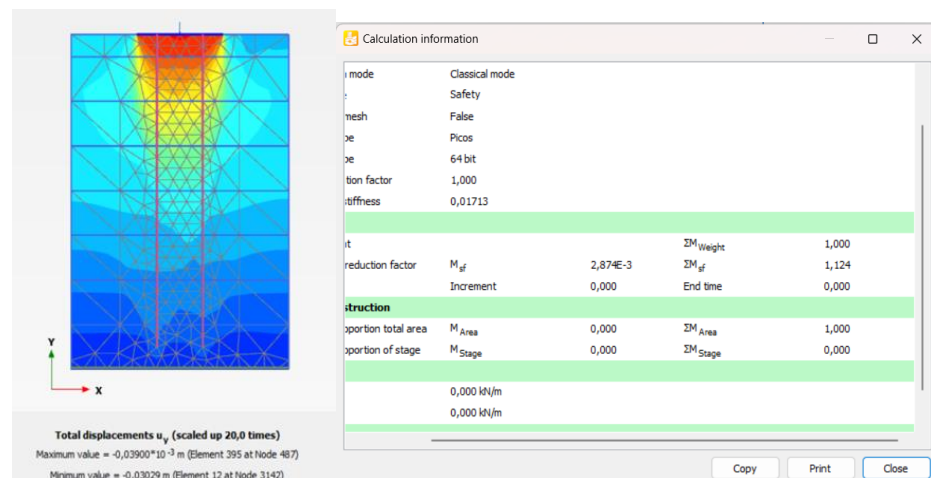
### 5. Reese & Wright diameter 0,8 m



**Gambar 5. 14 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,8 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & Wright dengan diameter 0,8 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,02896 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,153.

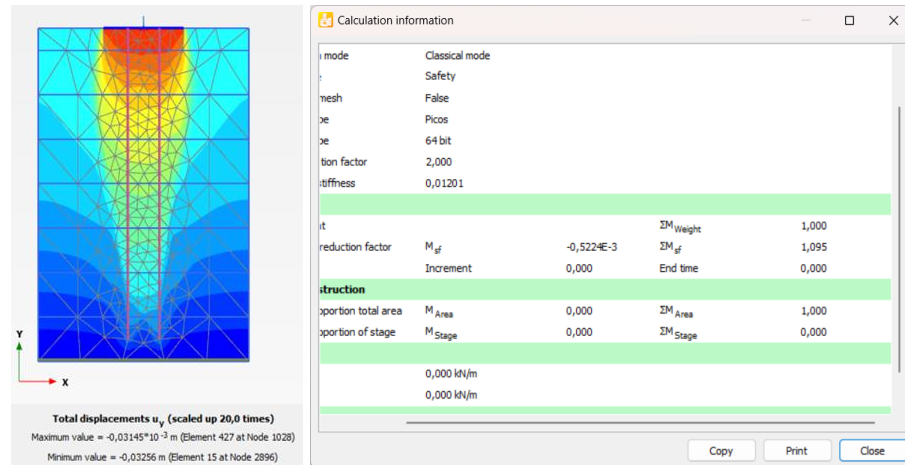
### 6. Reese & Wright diameter 0,7 m



**Gambar 5. 15 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,7 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & Wright dengan diameter 0,7 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03029 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,124.

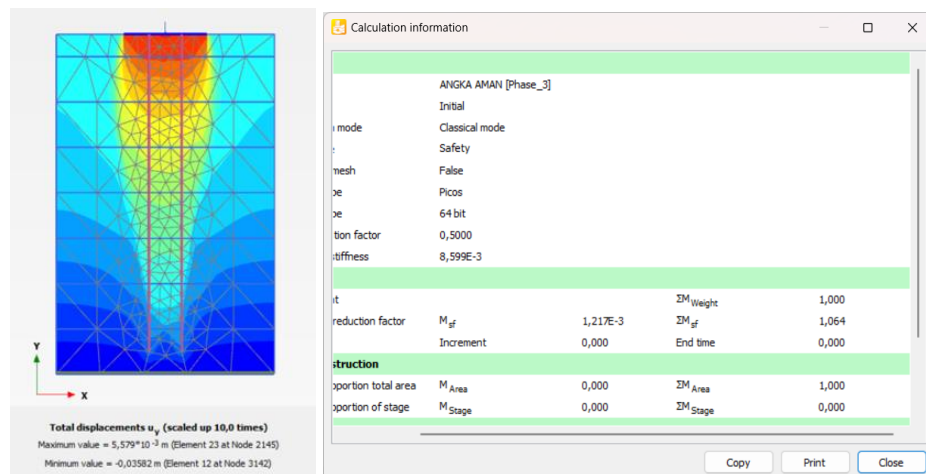
### 7. Reese & Wright diameter 0,6 m



**Gambar 5.16 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,6 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & Wright dengan diameter 0,6 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03256 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,095.

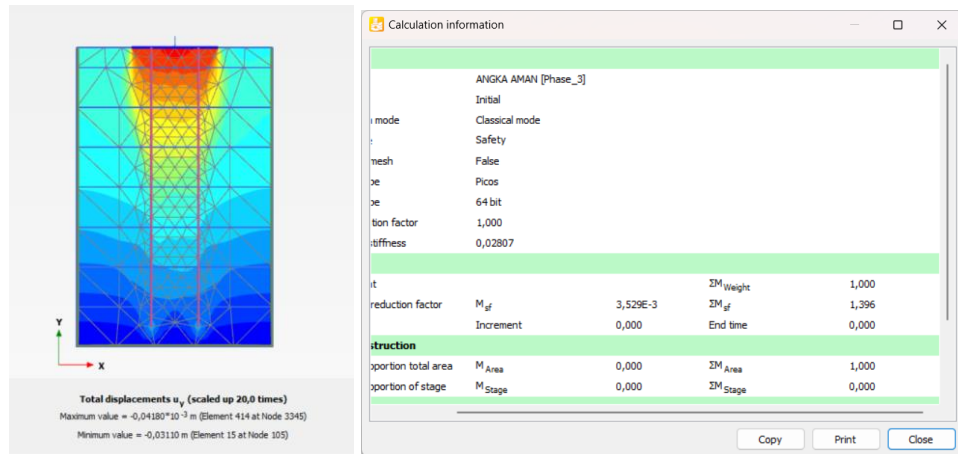
### 8. Reese & Wright diameter 0,5 m



**Gambar 5.17 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,5 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & Wright dengan diameter 0,5 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03582 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,064.

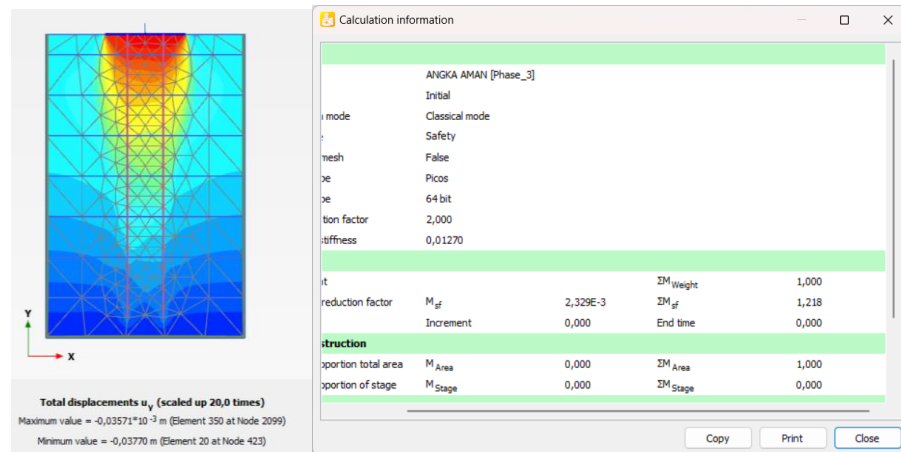
### 9. Reese & O'Neil diameter 0,8 m



**Gambar 5.18 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,8 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & O'Neil dengan diameter 0,8 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03110 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,396.

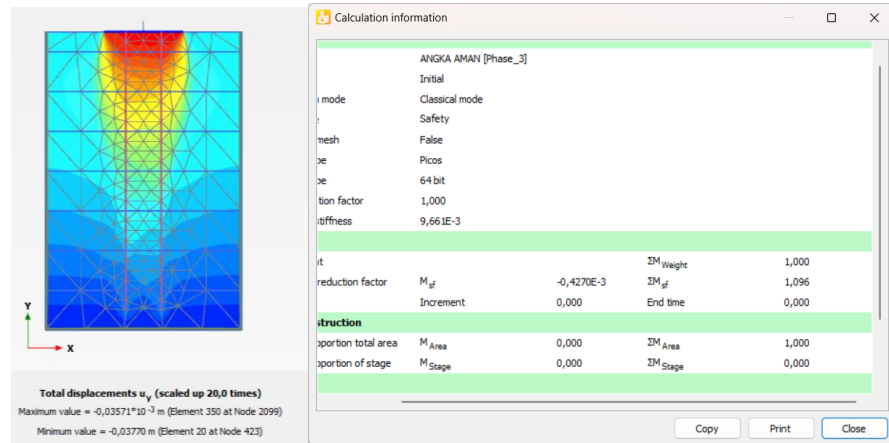
### 10. Reese & O'Neil diameter 0,7 m



**Gambar 5. 19 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,7 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & O'Neil dengan diameter 0,7 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03770 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,218.

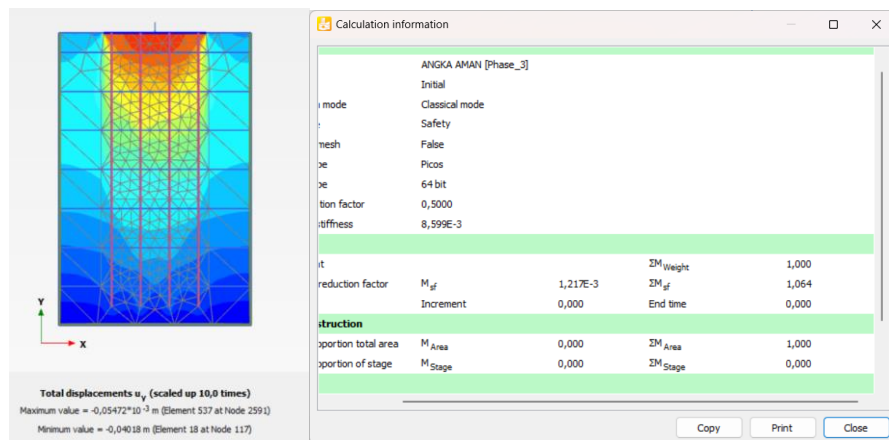
### 11. Reese & O'Neil diameter 0,6 m



**Gambar 5. 20 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,6 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & O'Neil dengan diameter 0,6 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,03770 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,096.

### 12. Reese & O'Neil diameter 0,5 m



**Gambar 5.21 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil 0,5 m**

Pada hasil plaxis 2D metode Reese & O'Neil dengan diameter 0,5 m didapatkan hasil penurunan sebesar 0,04018 dengan  $\Sigma M_{sf}$  sebesar 1,064.

Rekapitulasi nilai hasil penurunan dapat dilihat pada tabel 5.35 sebagai berikut.

**Tabel 5.26 Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Analisis PLAXIS 2D**

Diameter	0,8 m	0,7 m	0,6 m	0,5 m
Meyerhoff	0,030	0,033	0,037	0,039
Reese & Wright	0,028	0,030	0,033	0,036
Reese & O'Neil	0,031	0,034	0,038	0,040

### 5.7.3 Output Faktor Keamanan

Selain melakukan perhitungan tiang bor, program PLAXIS 2D juga dapat menghitung faktor keamanan dan daya dukung fondasi tiang. Dari program PLAXIS 2D didapatkan nilai  $\Sigma$ -Msf yang dapat digunakan untuk menentukan nilai daya dukung ultimit tiang bor ( $Q_u$ ) dengan persamaan sebagai berikut.

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_u}{\Sigma M_{sf}}$$

$$Q_u = P_{all} \times \Sigma M_{sf}$$

dengan:

$Q_{all}$  = daya dukung izin tiang (kN)

$Q_u$  = daya dukung ultimit (kN)

$\Sigma$ -Msf = hasil bagi dari parameter kekuatan sebenarnya terhadap parameter kekuatan yang telah direduksi.

Hasil rekapitulasi kapasitas daya dukung tiang bor dengan variasi dimensi dengan program PLAXIS 2D v22 adalah sebagai berikut.

**Tabel 5.27 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung dengan Program Plaxis 2D Metode Meyerhoff**

Diamater (m)	<b>0,8</b>	<b>0,7</b>	<b>0,6</b>	<b>0,5</b>
$\Sigma$ -Msf	1,207	1,154	1,121	1,081
$Q_u$ (kN)	7880,342	7534,313	7318,860	7057,705

**Tabel 5.28 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung dengan Program Plaxis 2D Metode Reese & Wright**

Diamater (m)	0,8	0,7	0,6	0,5
$\Sigma$ -Msf	1,153	1,124	1,095	1,064
Qu (kN)	7527,784	7338,447	7149,109	6946,714

**Tabel 5.29 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung dengan Program Plaxis 2D Metode Reese & O'Neil**

Diamater (m)	0,8	0,7	0,6	0,5
$\Sigma$ -Msf	1,396	1,218	1,096	1,064
Qu (kN)	9114,298	7952,160	7155,638	6946,714

## 5.8 Pembahasan

Perancangan suatu bangunan tidak akan lepas dari perencanaan fondasi. Fondasi merupakan elemen penting dalam sebuah bangunan karena akan berfungsi sebagai penyalur beban dari bangunan menuju tanah dengan stabil dan merata. Fondasi yang dirancang perlu mempertimbangkan beberapa aspek penting seperti jenis tanah, jenis bangunan, dan kondisi lingkungan agar dapat direncanakan fondasi yang aman untuk bangunan di atasnya namun tetap memperhatikan dari sisi efisien dan standar teknik yang berlaku.

Pada proyek Pembangunan Laboratorium UPN Veteran Yogyakarta dilakukan penyelidikan tanah yang bertujuan untuk mengetahui sifat fisik maupun sifat mekanik pada tanah. Pada proyek ini dilakukan uji SPT (*Standard Penetration Test*) dengan hasil *output* berbentuk tabel log bor. Dari hasil uji tersebut digunakan untuk merencanakan fondasi yang sesuai dengan karakteristik tanah untuk menghindari kegagalan dalam sebuah pembangunan.

### 5.8.1 Hasil Analisis Struktur dengan *Software* SAP2000

Fondasi dapat dikatakan aman jika dapat menyalurkan beban struktur dari atas bangunan menuju tanah dasar. Beban yang disalurkan tersebut berupa beban

aksial, gaya geser, dan momen yang dimiliki oleh bangunan di atas fondasi tersebut. Berdasarkan analisis menggunakan *software* SAP2000 pada *frame* 16 didapatkan gaya-gaya dalam maksimum akibat beban yang bekerja sebagai berikut.

Beban aksial (P) = 6529 kN

Gaya geser (V) = 196,262 kN

Momen arah x (Mx) = 6566 kNm

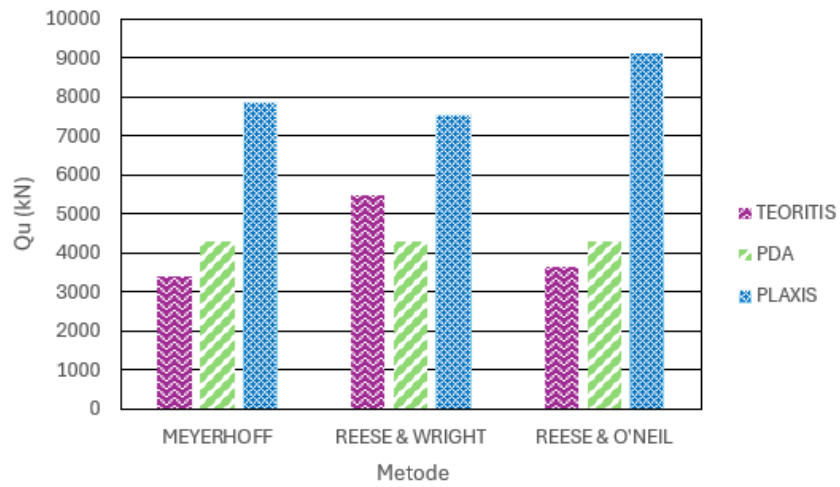
Momen arah y (My) = 4443 kNm

### 5.8.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile*

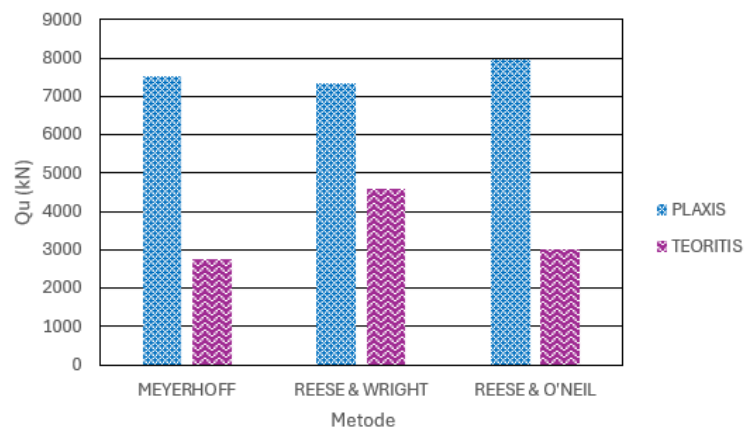
Analisis kapasitas dukung pada fondasi bored pile dilakukan dengan variasi diameter yang berbeda yaitu 0,7 m, 0,6 m, dan 0,5 m dibandingkan dengan diameter eksisting sebesar 0,8 m dengan kedalaman 11,8 m. Analisis dilakukan dengan tiga metode berbeda serta menggunakan angka aman (*safety factor*) sebesar 2. Pada metode teoritis kapasitas dukung didapatkan dari penjumlahan tiang tahanan ujung dan tahanan gesek selimut tiang. Sedangkan pada metode analisis menggunakan *software* PLAXIS 2D didapatkan dari perkalian nilai P (hasil dari SAP) dengan nilai  $\Sigma msf$  (angka aman) yang didapatkan saat analisis mencari penurunan pada tiang. Berikut merupakan hasil dari analisis kapasitas dukung fondasi dapat dilihat pada Tabel 5.39 sebagai berikut.

**Tabel 5.30. Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Bored Pile**

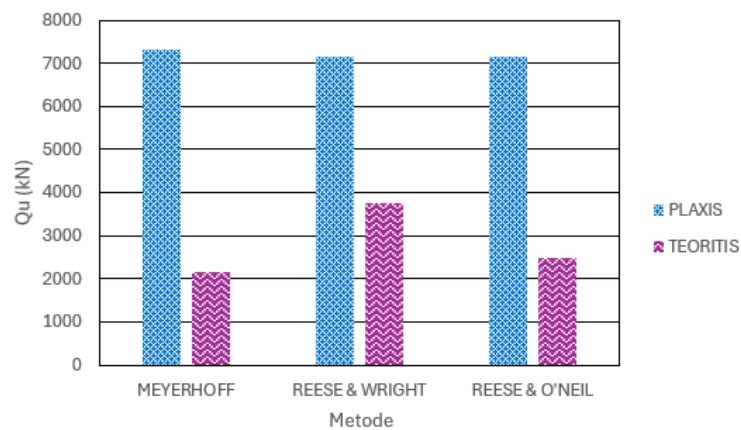
Metode	D (m)	n (tiang)	Qu Teoritis (kN)	Qu Plaxis (kN)
Meyerhoff	0,8	4	3626,810	7880,342
	0,7	4	3028,219	7534,313
	0,6	5	2471,124	7318,860
	0,5	7	1955,527	7057,705
Reese & Wright	0,8	4	3393,352	7527,784
	0,7	5	2753,670	7338,447
	0,6	6	2175,563	7149,109
	0,5	8	1659,031	6946,714
Reese & Oneil	0,8	4	3507,251	9114,298
	0,7	5	2685,239	7952,160
	0,6	7	2297,696	7155,638
	0,5	11	1370,020	6946,714
PDA	0,8	4	4194,897	-



**Gambar 5.22 Perbandingan Daya Dukung Eksisting Teoritis, PDA dan PLAXIS 2D**

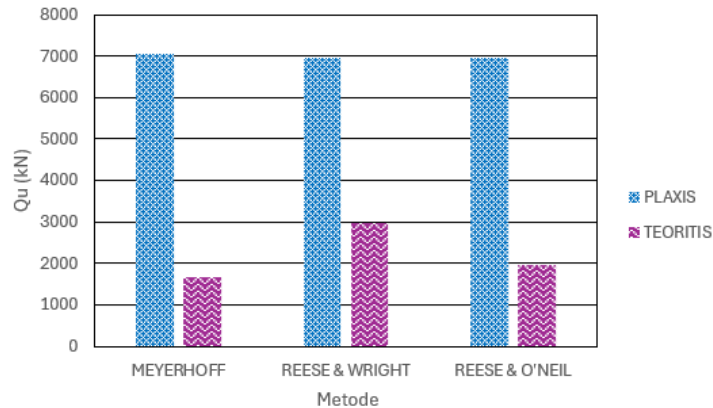


**Gambar 5.23 Perbandingan Daya Dukung Variasi Diameter 70 cm Teoritis dan PLAXIS 2D**





**Gambar 5.24 Perbandingan Daya Dukung Variasi Diameter 60 cm Teoritis dan PLAXIS 2D**



**Gambar 5.25 Perbandingan Daya Dukung Variasi Diameter 50 cm Teoritis dan PLAXIS 2D**

Berdasarkan Tabel 5.39, Gambar 5.38, Gambar 5.39 dan Gambar 5.40 bahwa nilai daya dukung ultimit yang di dapatkan dengan tiga metode teoritis yaitu metode Meyerhoff, metode Reese & Wright, dan Metode Reese & O'Neil bernilai lebih kecil jika dibandingkan dengan nilai daya dukung ultimit dengan metode PLAXIS 2D dan hasil PDA *test*. Hasil dari kapasitas daya dukung ultimit pada variasi dimensi sudah memenuhi syarat aman.

### 5.8.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Analisis kapasitas dukung tiang kelompok dilakukan dengan tiga metode yaitu metode Meyerhoff, Reese & Wright, dan Reese & O'Neil. Setiap perhitungan dilakukan pengecekan terhadap keamanan kelompok tiang bahwa fondasi dikatakan aman apabila  $Q_g$  lebih besar dari beban ( $P$ ) yang diterima oleh fondasi. Berikut merupakan rekapitulasi kapasitas daya dukung kelompok tiang dapat dilihat pada Tabel 5.31 sebagai berikut.

**Tabel 5. 31 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Kelompok tiang**

Metode	D	qp	qs	Qu	Qug	Qu plaxis	CEK
MEYERHOF	0,8	2604,439	1909740	1912344	6528,867	7866,256	AMAN
	0,7	1526,674	149078,9	150605,5	6528,867	7520,85	AMAN
	0,6	1030,076	142306,3	143336,4	6528,867	7305,78	AMAN
	0,5	695,4601	174038	174733,4	6528,867	6934,3	AMAN
REESE & WRIGHT	0,8	3961,738	194210,8	198172,5	6528,867	7527,78	AMAN
	0,7	2322,298	148692,6	151014,9	6528,867	7338,45	AMAN
	0,6	1566,898	111726,4	113293,3	6528,867	7136,33	AMAN
	0,5	906,7699	95174,33	96081,1	6528,867	6946,71	AMAN
REESE & ONEIL	0,8	5208,877	71928,28	77137,16	6529,867	9114,3	AMAN
	0,7	3816,685	61969,5	65786,18	6530,867	7952,16	AMAN
	0,6	2884,212	115213,9	118098,1	6531,867	7155,64	AMAN
	0,5	2185,732	76476,48	78662,21	6532,867	6946,71	AMAN

Fondasi dianggap aman apabila nilai kapasitas dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ) lebih besar dari beban yang diterima oleh fondasi. Berdasarkan Tabel 5.40 kapasitas dukung tiang kelompok berdiameter 0,8 m, 0,7 m, 0,6 m, 0,5 m dengan metode Meyerhoff dengan nilai masing-masing sebesar 43281,255 kN, 33309,576 kN 26424,467 kN, dan 28968,931, metode Reese & Wright dengan nilai masing-masing sebesar 19585,086 kN, 15938,081 kN, 12170,987 kN, dan 14784,454 kN, dan metode Reese & O'Neil memiliki nilai masing-masing sebesar 18182,522 kN, 15114,927 kN, 19625,170 kN, dan 12835,166 kN lebih besar dari nilai  $P = 6528,867$  kN, sehingga analisis fondasi dengan variasi diameter 0,7 m, 0,6 m dan 0,5 m aman digunakan dalam pembangunan proyek Laboratorium UPN Yogyakarta.

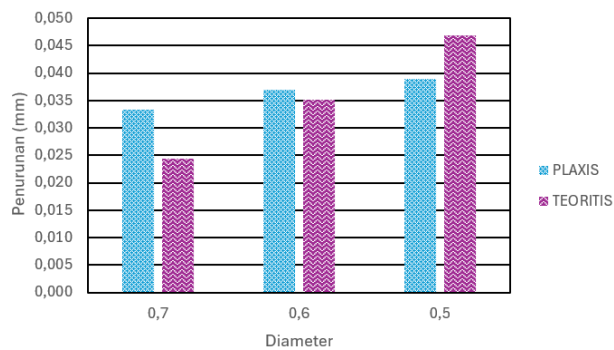
#### 5.8.4 Hasil Penurunan Fondasi *Bored Pile*

Besarnya nilai penurunan fondasi dipengaruhi oleh nilai beban yang bekerja seperti dimensi *pilecap*, dimensi tiang, dan jumlah tiang. Hasil analisis penurunan fondasi *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.41 sebagai berikut.

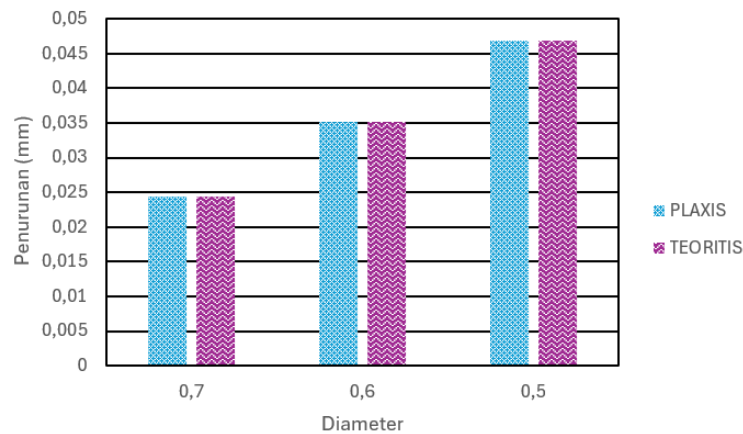
**Tabel 5.32 Perbandingan Penurunan Fondasi Bored Pile**

Metode	D (m)	S Tiang Tunggal (m)	S Tiang Kelompok (m)	S Plaxis
Meyerhoff	0,8	0,0089	0,0209	0,030
	0,7	0,0104	0,0244	0,033
	0,6	0,0150	0,0352	0,037
	0,5	0,0200	0,0468	0,039
Reese & Wright	0,8	0,0089	0,0209	0,028
	0,7	0,0104	0,0244	0,030
	0,6	0,0150	0,0352	0,033
	0,5	0,0200	0,0468	0,036
Reese & Oneil	0,8	0,0089	0,0209	0,031
	0,7	0,0104	0,0244	0,034
	0,6	0,0150	0,0352	0,038
	0,5	0,0200	0,0468	0,040

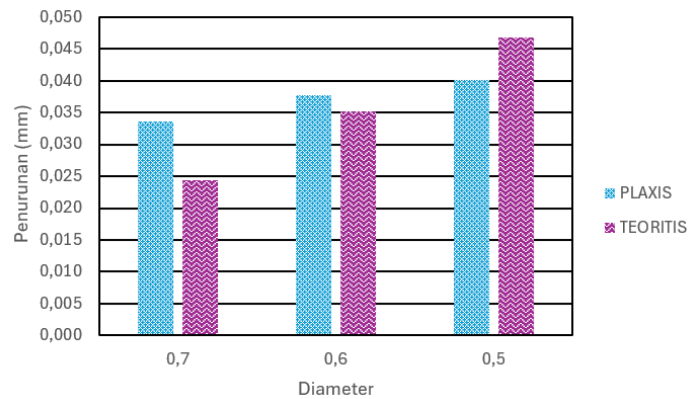
Berikut merupakan perbandingan penurunan fondasi yang ditampilkan dengan diagram dapat dilihat pada Gambar 5.41, 5.42, dan 5.43 sebagai berikut.



**Gambar 5.41 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Meyerhoff dan PLAXIS 2D**



**Gambar 5.42 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Reese & Wright dan PLAXIS 2D**



**Gambar 5.43 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Reese & O'Neil dan PLAXIS 2D**

Dari Tabel 5.41 didapatkan hasil perhitungan penurunan pada tiang tunggal berdiameter 0,7 m, 0,6 m, 0,5 m pada metode Meyerhoff, Reese & Wright, dan Reese O'Neil didapatkan nilai masing-masing sebesar 0,0104 m, 0,0150 m, dan 0,0200 m. Dilihat dari hasil penurunan yang terjadi, besar penurunan dari hasil analisis teoritis lebih kecil dari analisis PLAXIS. Hasil penurunan fondasi dengan variasi diameter telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari syarat yang diizinkan.

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 Kesimpulan**

Berdasarkan analisis kapasitas dukung tiang kelompok dengan metode teoritis dan *software* PLAXIS 2D dengan variasi diameter 0,7, 0,6, dan 0,5 dengan panjang tiang 11,8 m didapatkan hasil secara berurutan sebesar 3003 kN, 2452 kN, dan 1942 kN untuk metode meyerhoff, 4590,432 kN, 3749,931 kN, 2971,004 kN untuk metode Reese & Wright, 2635,363, kN, 2261,053 kN, dan 1344,573 kN untuk metode Reese & O'Neil. Sedangkan dengan hasil PLAXIS 2D 7534 kN, 7319 kN, dan 7058 kN pada metode Meyerhoff, 7338 kN, 7149 kN, dan 6947 untuk metode Reese & Wright, 7952 kN, 7156 kN, dan 6947 untuk metode Reese & O'Neil. Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa semakin kecil diameter maka nilai kapasitas daya dukung yang dihasilkan semakin kecil.

2. Hasil penurunan kelompok tiang dengan metode teoritis dan *software* PLAXIS 2D dengan variasi diameter 0,7, 0,6, dan 0,5 dengan panjang tiang 11,8 m didapatkan hasil dengan metode teoritis secara berurutan sebesar 0,0104 m, 0,0150 m, dan 0,0200m. Sedangkan didapatkan hasil dengan metode PLAXIS 2D sebesar 0,033 m, 0,037 m, dan 0,039 m pada metode Meyerhoff, 0,028 m, 0,033 m, dan 0,036 m pada metode Reese & Wright, 0,034 m, 0,038 m, dan 0,040 pada metode Reese & O'Neil. Dapat disimpulkan bahwa semakin kecil diameter semakin besar nilai angka penurunannya.
3. Dari hasil perbandingan analisis daya dukung fondasi eksisting menggunakan metode teoritis memiliki nilai lebih kecil dibandingkan dengan hasil analisis dengan PLAXIS 2D dan uji PDA.

4. Hasil perbandingan daya dukung serta penurunan tiang alternatif terhadap permodelan *software* PLAXIS 2D dengan metode teoritis dapat diambil kesimpulan bahwa hasil perbandingan daya dukung fondasi tiang dengan variasi dimensi menggunakan metode teoritis lebih kecil dari nilai daya dukung PLAXIS 2D. Sedangkan hasil penurunan fondasi tiang dengan variasi dimensi menggunakan metode teoritis lebih kecil dari nilai daya dukung PLAXIS 2D.

## 6.2 Saran

Untuk mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam perencanaan fondasi tiang maka perlu dilakukan analisis lebih lanjut sebagai berikut.

1. Melakukan analisis dengan variasi jarak tidak hanya menggunakan variasi diameter.
2. Melakukan pemodelan dengan perangkat lunak geoteknik lainnya seperti *L-Pile*, *Geo studio* dan program geoteknik lainnya

## DAFTAR PUSTAKA

- Arifin, Y. F. 2018. *Analisis Daya Dukung Tiang Group Pada Tanah Berlensa Di Kota Banjarmasin Dengan Plaxis 2D*. Jurnal Teknologi Berkelanjutan
- Astawa. 2022. *Analisis Pengaruh Variasi Bentuk Dan Variasi Dimensi Terhadap Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Pada Gedung Kuliah Bersama Dan Laboratorium Feb Upn “Veteran” Jawa Timur*. PADURAKSA: Jurnal Teknik Sipil Universitas Warmadewa, 11(2),
- Bowles, J. E. 1998 *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*. Keempat, Erlangga. Keempat. Jakarta.
- Bowles, J. E. 1988. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Keempat, Erlangga. Keempat. Jakarta.
- BSN, 2012, SNI 1726-2012: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.
- Budi, G. S., Kosasi, M. & Wijaya, D. H. 2015. *Bearing capacity of pile foundations embedded in clays and sands layer predicted using PDA test and static load test*. Procedia Engineering, 125, 406–410.
- Dandagawhal, S. 2018. *Settlement Analysis of Pile Foundation Using Plaxis 2D*. *International Journal of Science and Research*.
- Firuliadhim, G. 2019. *Analisis Daya Dukung Tiang Bor Dengan Alat Pile Driving Analyzer Test Pada Variasi Diameter Tiang*.
- Fropil, J., Yusti, A. & Fahriani, F. 2014. *Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Diverifikasi Dengan Hasil Uji Pile Driving Analyzer Test Dan Capwap (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Bank Sumsel Babel di Pangkalpinang)*.

- Hardiyatmo,H. 1992. *Mekanika Tanah II, Gadjah Mada University Press*, Yogyakarta
- Hardiyatmo, H. 2006. *Teknik Pondasi II, Gadjah Mada University Press*, University Gadjah Mada Press. Yogyakarta
- Hardiyatmo,H., 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi I, Ketiga, Gadjah Mada University Press*, Ketiga. Yogyakarta
- Hardiyatmo,H, 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi II, Keempat, Gadjah Mada University Press*, Keempat. Yogyakarta
- Mugiono, J. 2020., *Analisis Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bored Pile Dari Hasil Tes Pda Berdasarkan Metode Chin, Mazurkiewich Dan Davisson*. Prosiding Konferensi Ilmiah Mahasiswa Unissula (Kimu) 4 Universitas Islam Sultan Agung Semarang
- Priyono, B. 2020. *Perencanaan Fondasi pada Bangunan Bertingkat di Daerah Seismik*. Jakarta: Pustaka Teknik.
- Raharjo, Paulus P. 2005. *Manual Pondasi Tiang*, edisi ke-1. Program Pascasarjana Magister Teknik Sipil UNPAR. Bandung
- Rahardjo, P. 2008. *Penyelidikan Geoteknik dengan Uji In-situ*. GEC UK Parahyangan, Bandung.
- Rahmawati, S., Hasan, M., & Putra, D. 2021. *Analisis Daya Dukung Fondasi Menggunakan PLAXIS 2D*. Jurnal Teknik Sipil, 15(2), 120-135.
- Setyo Nugroho, I. 2022. *Dinamika Teknik Sipil Majalah Ilmiah Teknik Sipil Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Pada Gedung Perkuliahan Universitas Slamet Riyadi (Variasi Diameter Tiang Pancang)*.
- Somantri, A. K. 2021. *Comparison of bearing capacity pile foundation base on pile dynamic analyzer test and conventional analysis (Case on foundation bridge in Cikampek)*. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science.



Widiyantoro, S., Gunawan, E., & Nugraha, A. D. 2018. *Seismotektonik Indonesia dan Implikasinya terhadap Perencanaan Infrastruktur*. Bandung: ITB Press.

Yudhanto, A., & Sari, M. 2019. *Dampak Likuifaksi terhadap Stabilitas Fondasi Bangunan di Wilayah Seismik*. *Jurnal Geoteknik*, 10(1), 45-60.

# LAMPIRAN

## Lampiran 1 Hasil PDA Test



### 5.3. Daya Dukung Tiang

Daya dukung aksial tiang bor diperkirakan dengan menganalisis rekaman yang terbaik, yaitu rekaman gelombang yang dihasilkan oleh pukulan yang memberikan energi tertinggi. Selain itu, diusahakan untuk memilih pukulan yang mula-mula, yaitu pada saat di mana 'gaya lengketan tanah' yang bekerja pada dinding tiang bor masih maksimum sehingga lebih menggambarkan daya dukung yang mendekati keadaan pada waktu tiang akan menahan beban bangunan.

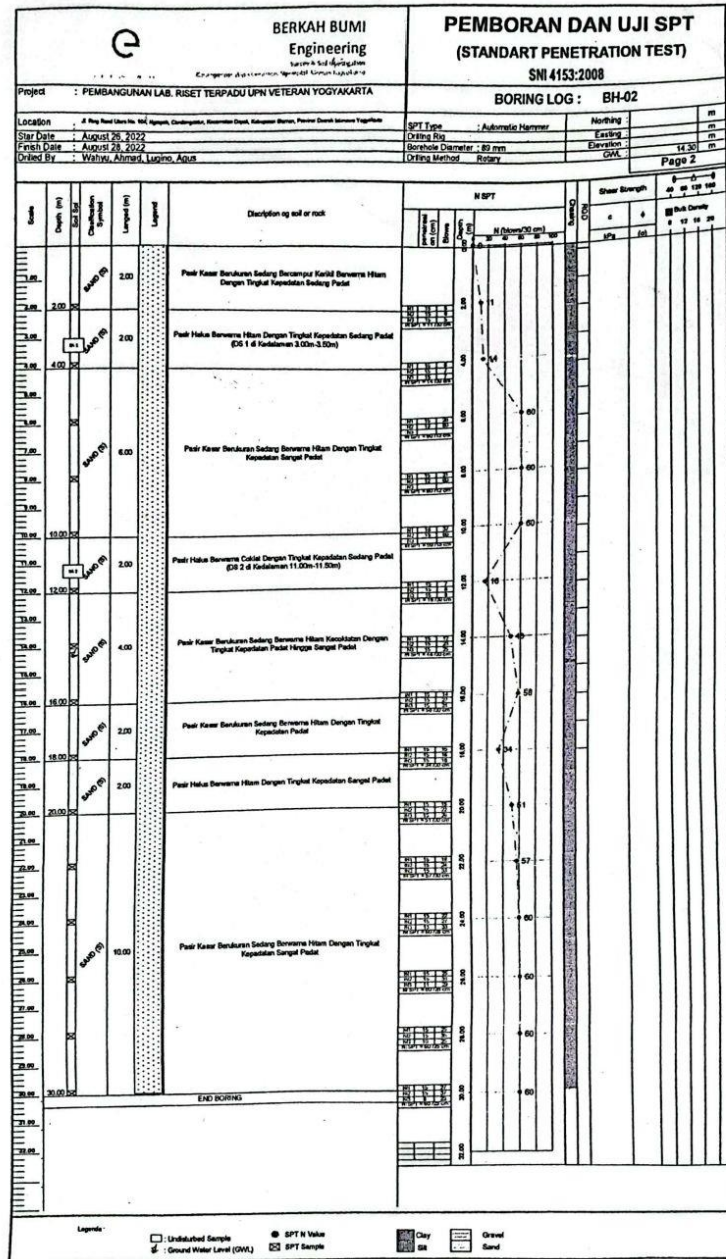
Perkiraan daya dukung aksial tiang bor ini dilakukan dengan 'Case Method'. Berdasarkan kurva 'F' dan 'V' yang diperoleh diperkirakan daya dukung aksial Tiang Bor yang diuji terdiri dari tahanan ujung (*end bearing*) dan lengketan (*shaft friction*).

Hasil PDA yang dianalisis lebih lanjut dengan CAPWAP juga menghasilkan distribusi daya dukung tanah sepanjang tiang dan simulasi pembebanan statik seperti disajikan. Ringkasan perkiraan daya dukung tiang yang diuji berdasarkan PDA dan CAPWAP disajikan dalam Tabel 3.

Tabel 3. Data dan Hasil Pengujian Dinamis Tiang				
Data Tiang & Hammer				
No. Tiang	#98	#114	#126	#133
Tanggal Uji	14/04/23	14/04/23	14/04/23	14/04/23
Jenis Tiang	Bor	Bor	Bor	Bor
Diameter Tiang [mm]	800	800	800	800
Total Panjang Tiang [m]	11,8	11,8	11,8	11,8
Panjang Tiang dibawah Sensor [m]	11,4	11,4	11,4	11,4
Panjang Tiang Tertanam [m]	11,2	11,2	11,2	11,2
Jenis Hammer	Drop hammer	Drop hammer	Drop hammer	Drop hammer
Berat Drop Hammer [ton]	3,0	3,0	3,0	3,0
Daya Dukung Tiang [ton]	340,0	340,0	340,0	340,0
Pengukuran Data (Case Method)				
RMX/RSU – Pile Capacity [ton]	440	387	346	356
FMX – Max. Compression Force [ton]	421	422	292	422
EMX – Max. Transferred Energy [ton.m]	1,25	1,80	0,79	1,38
CSX – Max. Compression Stress [Mpa]	8,4	8,4	5,8	8,4
TSX – Max. Tension Stress [Mpa]	1,6	1,4	1,6	2,0
DMX – Max. Displacement [mm]	3,9	5,3	3,5	4,2
DFN – Final Displacement [mm]	0,1	0,9	1,9	1,5
BTA – Pile Integrity Value [%]	100	100	100	100
Hasil (CAPWAP)				
Daya Dukung Tiang (Ru) [ton]	440,0	387,0	346,0	356,0
Lengketan (Rs) [ton]	257,0	233,0	210,0	214,0
Tahanan Ujung (Rb) [ton]	183,0	154,0	136,0	142,0
Keutuhan fondasi tiang	OK/Baik	OK/Baik	OK/Baik	OK/Baik

Gambar L-1. 1 Hasil Uji PDA Test

Lampiran 2 Tabel Bor Log Uji SPT



Gambar L-1. 2 Bor Log Uji SPT

### Lampiran 3 Hasil Analisis SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
16	COMB1	Combination	Max	-6285,746	131,462	-199,093	-12,266	2970,913	-4118,31
16	COMB14	Combination	Max	-3450,973	157,822	-152,378	-1,509	-760,468	-2160,940
16	COMB14	Combination	Min	-3450,973	157,822	-152,378	1,526	-760,468	-2160,940
16	COMB15	Combination	Max	-3450,973	157,822	-152,378	1,526	-760,468	-2160,940
16	COMB15	Combination	Min	-3450,973	157,822	-152,378	1,526	-760,468	-2160,940
16	COMB16	Combination	Max	-3450,973	157,822	-152,378	-7,639	-760,468	-2160,940
16	COMB16	Combination	Min	-3450,973	157,822	-152,378	-7,639	-760,468	-2160,940
16	COMB17	Combination	Max	-3450,973	157,822	-152,378	-7,639	-760,468	-2160,940
16	COMB17	Combination	Min	-3450,973	157,822	-152,378	7,725	-760,468	-2160,940
16	COMB18	Combination	Max	-3450,973	157,822	-152,378	7,725	-760,468	-2160,940
16	COMB18	Combination	Min	-3450,973	157,822	-152,378	7,725	-760,468	-2160,940
16	COMB11	Combination	Max	-3450,973	131,462	-152,378	-7,639	-760,468	-2160,940
16	COMB11	Combination	Min	-3450,973	131,462	-152,378	7,725	-760,468	-2160,940
16	COMB12	Combination	Max	-3450,973	131,462	-152,378	7,725	-760,468	-2160,940
16	COMB12	Combination	Min	-3450,973	131,462	-152,378	7,725	-760,468	-2160,940
16	COMB13	Combination	Max	-3450,973	131,462	-152,378	-1,509	-760,468	-2160,940
16	COMB13	Combination	Min	-3450,973	131,462	-152,378	-1,509	-760,468	-2160,940
16	COMB11	Combination	Min	-3386,719	159,522	-152,378	-12,266	4049,360	-2254,700
16	COMB11	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	-1,509	4049,360	-2254,700
16	COMB12	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	-12,266	4049,360	-2254,700
16	COMB12	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	-12,266	4049,360	-2254,700
16	COMB13	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	12,541	4049,360	-2254,700
16	COMB13	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	12,541	4049,360	-2254,700
16	COMB14	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	12,541	4049,360	-2254,700
16	COMB14	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	-2,423	4049,360	-2254,700
16	COMB15	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	-2,423	4049,360	-2254,700
16	COMB15	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	-2,423	4049,360	-2254,700
16	COMB16	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	2,477	4049,360	-2254,700
16	COMB16	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	1,408	4049,360	-2254,700
16	COMB17	Combination	Max	-3386,719	157,822	-152,378	2,477	4049,360	-2254,700
16	COMB17	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	2,477	4049,360	-2254,700
16	COMB18	Combination	Min	-3386,719	157,822	-152,378	-7,639	4049,360	-2254,700
16	COMB18	Combination	Max	-3386,719	151,019	-152,378	-7,639	4049,360	-2254,700
16	COMB11	Combination	Max	-3322,465	157,822	-152,378	7,725	1570,340	-2348,450
16	COMB11	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	7,725	1570,340	-2348,450
16	COMB12	Combination	Max	-3322,465	157,822	-152,378	7,725	1570,340	-2348,450
16	COMB12	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	-1,509	1570,340	-2348,450
16	COMB13	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	-1,509	1570,340	-2348,450
16	COMB14	Combination	Max	-3322,465	157,822	-152,378	1,526	1570,340	-2348,450
16	COMB14	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	1,526	1570,340	-2348,450
16	COMB15	Combination	Max	-3322,465	157,822	-152,378	1,526	1570,340	-2348,450
16	COMB15	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	-7,639	1570,340	-2348,450
16	COMB16	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	-7,639	1570,340	-2348,450
16	COMB17	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	7,725	1570,340	-2348,450
16	COMB18	Combination	Max	-3322,465	157,822	-152,378	7,725	1570,340	-2348,450
16	COMB18	Combination	Min	-3322,465	157,822	-152,378	-1,509	1570,340	-2348,450
16	COMB17	Combination	Max	-3322,465	151,019	-152,378	7,725	1570,340	-2348,450
16	COMB13	Combination	Max	-3322,465	131,462	-152,378	-1,509	1570,340	-2348,450
16	COMB16	Combination	Max	-3322,465	131,462	-152,378	-7,639	1570,340	-2348,450
16	COMB2	Combination	Max	-5596,172	157,822	-184,937	-7,639	-1233,191	-3504,230
16	COMB2	Combination	Max	-5491,977	157,822	-184,937	-7,639	6566,529	-3656,270

16	COMB2	Combination	Max	-5387,782	157,822	-184,937	-7,639	2546,497	-3808,300
16	COMB4	Combination	Max	-6342,328	157,822	-196,262	1,526	-1397,617	-3971,460
16	COMB5	Combination	Max	-6342,328	157,822	-196,262	-12,266	-1397,617	-3971,460
16	COMB5	Combination	Min	-6342,328	157,822	-196,262	-12,266	-1397,617	-3971,460
16	COMB6	Combination	Max	-6342,328	157,822	-196,262	12,541	-1397,617	-3971,460
16	COMB4	Combination	Min	-6342,328	151,019	-196,262	-12,266	-1397,617	-3971,460
16	COMB10	Combination	Max	-6342,328	131,462	-196,262	2,477	-1397,617	-3971,460
16	COMB10	Combination	Min	-6342,328	131,462	-196,262	2,477	-1397,617	-3971,460
16	COMB3	Combination	Max	-6342,328	131,462	-196,262	1,526	-1397,617	-3971,460
16	COMB3	Combination	Min	-6342,328	131,462	-196,262	1,526	-1397,617	-3971,460
16	COMB6	Combination	Min	-6342,328	131,462	-196,262	12,541	-1397,617	-3971,460
16	COMB7	Combination	Max	-6342,328	131,462	-196,262	12,541	-1397,617	-3971,460
16	COMB7	Combination	Min	-6342,328	131,462	-196,262	-2,423	-1397,617	-3971,460
16	COMB8	Combination	Max	-6342,328	131,462	-196,262	-2,423	-1397,617	-3971,460
16	COMB8	Combination	Min	-6342,328	131,462	-196,262	-2,423	-1397,617	-3971,460
16	COMB9	Combination	Max	-6342,328	131,462	-196,262	2,477	-1397,617	-3971,460
16	COMB9	Combination	Min	-6342,328	131,462	-196,262	1,408	-1397,617	-3971,460
16	COMB7	Combination	Max	-6106,153	131,462	-196,262	2,477	2886,030	-4016,070
16	COMB7	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	1,408	2886,030	-4016,070
16	COMB10	Combination	Max	-6106,153	131,462	-196,262	-7,639	2886,030	-4016,070
16	COMB10	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	7,725	2886,030	-4016,070
16	COMB3	Combination	Max	-6106,153	131,462	-196,262	-12,266	2886,030	-4016,070
16	COMB3	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	-12,266	2886,030	-4016,070
16	COMB4	Combination	Max	-6106,153	131,462	-196,262	12,541	2886,030	-4016,070
16	COMB4	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	12,541	2886,030	-4016,070
16	COMB5	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	-2,423	2886,030	-4016,070
16	COMB6	Combination	Max	-6106,153	131,462	-196,262	-2,423	2886,030	-4016,070
16	COMB6	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	-2,423	2886,030	-4016,070
16	COMB8	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	2,477	2886,030	-4016,070
16	COMB9	Combination	Min	-6106,153	131,462	-196,262	-7,639	2886,030	-4016,070
16	COMB5	Combination	Max	-6106,153	121,714	-196,262	12,541	2886,030	-4016,070
16	COMB8	Combination	Max	-6106,153	121,714	-196,262	2,477	2886,030	-4016,070
16	COMB9	Combination	Max	-6106,153	-121,714	-196,262	-7,639	2886,030	-4016,070
16	COMB1	Combination	Max	-6407,306	159,522	-199,093	7,725	766,095	-4016,070
16	COMB1	Combination	Max	-6528,867	157,822	-199,093	-1,509	-1438,723	-4088,270
16	COMB10	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	-1,509	744,207	-4113,770
16	COMB10	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	7,725	744,207	-4113,770
16	COMB3	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	7,725	744,207	-4113,770
16	COMB3	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	-1,509	744,207	-4113,770
16	COMB4	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	-1,509	744,207	-4113,770
16	COMB4	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	-1,509	744,207	-4113,770
16	COMB5	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	1,526	744,207	-4113,770
16	COMB5	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	1,526	744,207	-4113,770
16	COMB6	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	1,526	744,207	-4113,770
16	COMB6	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	-7,639	744,207	-4113,770
16	COMB7	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	-7,639	744,207	-4113,770
16	COMB7	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	-7,639	744,207	-4113,770
16	COMB8	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	7,725	744,207	-4113,770
16	COMB8	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	7,725	744,207	-4113,770
16	COMB9	Combination	Max	-6224,241	131,462	-196,262	7,725	744,207	-4113,770
16	COMB9	Combination	Min	-6224,241	131,462	-196,262	-1,509	744,207	-4113,770

Gambar L-1. 3 Hasil Analisis SAP2000